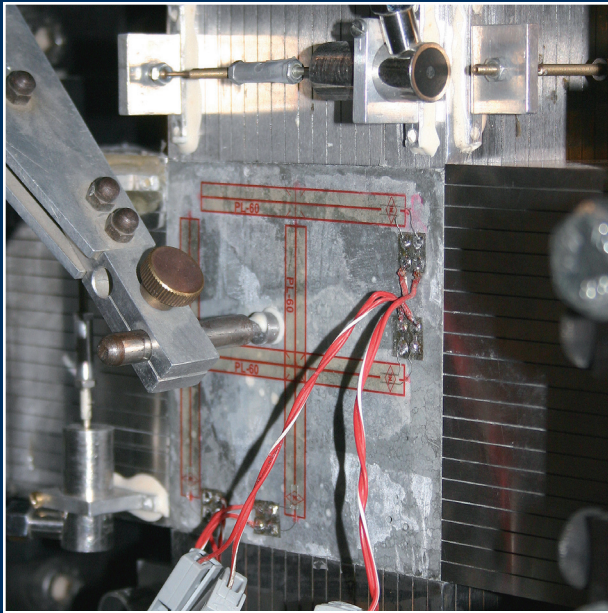




Arbeitsbericht an die
Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG)
zum Forschungsvorhaben CU 37/6-1



Manfred Curbach · Kerstin Speck

VERSUCHSTECHNISCHE ERMITTLUNG UND MATHEMATISCHE BESCHREIBUNG DER MEHRAXIALEN FESTIGKEIT VON ULTRA-HOCHFESTEM BETON (UHPC) – ZWEIAXIALE DRUCKFESTIGKEIT

Im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1182
Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)

Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG

Geschäftszeichen: CU 37/6-1

Antragsteller: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Massivbau

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Kerstin Speck

Kennwort: Mehraxiale Festigkeit von UHPC

Arbeitsbericht

Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) – Zweiaxiale Druckfestigkeit

Im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1182

Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)

Dresden, April 2007

Vorwort

Der vorliegende Arbeitsbericht befasst sich mit der versuchstechnischen Ermittlung, der theoretischen Analyse und der mathematischen Beschreibung des Tragverhaltens von ultrahochfesten Betonen unter zweiaxialer Druckbeanspruchung. Im Zusammenhang mit ähnlichen Forschungsvorhaben, die die mehraxiale Tragfähigkeit von hochfesten Normal- und Leichtbetonen und duktilen hochfesten Betonen zum Thema hatten und ebenfalls an der TU Dresden durchgeführt wurden, konnte der Wissensstand auf diesem Gebiet deutlich erweitert werden.

Unser Dank gilt an erster Stelle der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG, die die Durchführung des Schwerpunktprogramms „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ ermöglichte und dieses Forschungsprojekt finanzierte.

Des Weiteren bedanken wir uns bei Herrn Prof. Michael Schmidt aus Kassel, dem Koordinator des Schwerpunktprogramms und Herrn Dipl.-Ing. Carsten Geisenhanslüke für die Abstimmung der einzelnen Projekte sowie für die Bereitstellung der Referenzmischungen und die Beratung bei Fragen der Betontechnologie.

Unser Dank gebührt allen am Schwerpunktprogramm beteiligten Instituten für die ständige Gesprächsbereitschaft und den steten Erfahrungs- und Meinungsaustausch.

Für die Mitarbeit bei der Planung, Durchführung und Auswertung der Versuche danken wir allen Mitarbeitern des Otto-Mohr-Labors der TU Dresden.

Dresden, April 2007

Manfred Curbach und Kerstin Speck

Inhalt

1	EINLEITUNG	1
2	BEZEICHNUNGEN	3
2.1	Formelzeichen	3
2.2	Abkürzungen	4
2.3	Definitionen	5
2.3.1	Bezeichnungen am Probekörper	5
2.3.2	Bezeichnungen bei der Darstellung dreiaxialer Versuchswerte	5
3	STAND DER KENNTNIS	9
3.1	Ultrahochfester Beton	9
3.1.1	Allgemeines	9
3.1.2	Bruchverhalten von UHCP	9
3.2	Mehraxiale Festigkeit von Beton	9
3.2.1	Allgemeines	9
3.2.2	Zweiaxiale Druck-Druck-Festigkeit	10
3.2.3	Dreiaxiale Druck-Druck-Druck-Festigkeit	12
3.2.4	Zweiaxiale Druck-Zug-Festigkeit	15
4	VERSUCHSPROGRAMM	17
4.1	Untersuchte Betone	17
4.1.1	Betonzusammensetzung	17
4.1.2	Einaxiale Festigkeit	18
4.2	Durchführung der zweiaxialen Versuche	20
4.2.1	Versuchstechnik	20
4.2.2	Untersuchte Spannungsverhältnisse	21
5	ZWEIAXIALE FESTIGKEIT	23
5.1	Darstellung der Versuchsergebnisse	23
5.2	Beschreibung der Bruchkurve	25
5.2.1	Bruchkriterium nach TSAI/WU	25
5.2.2	Bruchkriterium nach OTTOSEN	28
5.2.3	Bruchkriterium nach DAHL	30
5.2.4	Beurteilung der Bruchkriterien	32
6	SPANNUNGS-DEHNUNGS-VERHALTEN	33
6.1	Darstellung der Versuchswerte	33
6.2	Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter Berücksichtigung der transversalen Isotropie	40
6.2.1	Herstellungsbedingte Anisotropie	40
6.2.2	HOOKESches Gesetz für transversale Isotropie	43
6.2.3	Belastungsinduzierte Anisotropie	44
7	ZUSAMMENFASSUNG	49
8	LITERATUR	51
	ANHANG A - BETONEIGENSCHAFTEN	55
	A.1 Mischrezepturen, Mischreihenfolge	55

A.2 Frisch- und Festbetonkennwerte	57
ANHANG B - ZWEIAXIALE FESTIGKEITEN	59
B.1 Bruchwerte M2Q	59
B.2 Bruchwerte B4Q	60
B.3 Bruchwerte B4Q-AC	62
ANHANG C - DEHNUNGEN	63
C.1 Analytische Beschreibung mit dem Modell nach SARGIN/OTTOSEN/TSai, WU	63
C.1.1 M2Q	63

1 Einleitung

Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC) ist ein relativ junger Baustoff, der über ein außergewöhnlich hohes Einsatzpotential für spezielle Anwendungsgebiete verfügt. Er zeichnet sich besonders durch eine hohe Druckfestigkeit von bis zu 250 N/mm² aus, die damit bis zu 10-mal höher ist als bei Normalbeton und durch andere vorteilhafte Eigenschaften, wie z.B. eine hohe Dichtigkeit und Korrosionsbeständigkeit. Um jedoch diesen Highpotential-Werkstoff effektiv einsetzen zu können, sind umfangreiche Untersuchungen bezüglich seiner Eigenschaften notwendig. Dies betrifft neben der Erforschung der einaxialen Eigenschaften auch die Kenntnis des Tragverhaltens unter mehraxialen Spannungszuständen.

Mehraxiale Spannungszustände kommen in vielen Bereichen von Bauteilen vor. In der Praxis werden für übliche Bauwerke diese mehraxialen Spannungszustände häufig auf einaxiale Näherungen zurückgeführt, wobei bei Normalbeton von Festigkeitssteigerungen unter mehraxialer Druck-Beanspruchung ausgegangen werden kann. Um derart vereinfachende Modelle für Bauwerkdetails sicher einsetzen zu können, ist es wichtig, auch das Verhalten unter mehraxialer Beanspruchung zu kennen, um verfügbare oder eventuell auch nicht vorhandene Spannungsreserven abschätzen zu können. Ein wesentliches Einsatzgebiet von Ultra-Hochleistungsbeton werden stabförmige, ggf. fachwerkartige Systeme sein, bei denen die hohe Druckfestigkeit in Druckgliedern ausgenutzt wird. In den Knoten derartiger Stabwerke ist es besonders wichtig, die zwei- und dreiaxiale Festigkeit zu kennen. Dies gilt insbesondere bei einer Abnahme dieser mehraxialen Festigkeit gegenüber der einaxialen Festigkeit, wie es nach heutigem Kenntnisstand für UHPC nicht auszuschließen ist. Diese Problematik besteht auch bei biegebeanspruchten Bauteilen wie z.B. bei Plattenbalken am Anschluss des Flansches an den Steg, wo Längsdruckzone und Querbiegedruckzone aufeinander treffen.

Ein weiterer Unterschied zum Normalbeton besteht in der Anisotropie von UHPC. Dieser wird im Allgemeinen unter Zugabe von Kurzfasern aus Stahl hergestellt. Diese Fasern haben in Abhängigkeit von der Bauteilgeometrie und der Herstellungstechnologie eine bestimmte Orientierung, die nur in den seltensten Fällen gleichmäßig und bezogen auf die drei Raumrichtungen beliebig ist. Die untersuchten Probekörper (10er Würfel) enthalten bis zu 2,5 V-% Fasern, die sich im Extremfall bezogen auf die Betonierichtung vertikal/horizontal/horizontal wie 20 %/40 %/40 % ausrichten. Dies führt dazu, dass sich die Druckfestigkeit in den verschiedenen Achsen um bis zu 15 % unterscheidet; bei der Spaltzugfestigkeit sind es sogar rund 100 %.

Zurzeit werden an verschiedenen UHPC's zwei- und dreiaxiale Druckversuche durchgeführt, zwei- und dreiaxiale Druckversuche und Druck-Zugversuche sollen folgen. Die Untersuchungen werden in einer einteiligen Triaxialprüfmaschine mit je einem separat steuerbaren Zylinder je Achse durchgeführt. Bei der Bemessung von Normalbeton kann davon ausgegangen werden, dass sich bei vorliegendem mehraxialem Druckspannungszustand die Tragfähigkeit gegenüber der einaxialen Festigkeit um mindestens 25 % erhöht. Diese Tragreserve ist bei UHPC wesentlich kleiner. Bei Betonzusammensetzungen mit geringerem Fasergehalt wurden für das Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2=1$ sogar Festigkeiten unterhalb der einaxialen Festigkeit ermittelt.

Parallel zu den experimentellen Untersuchungen werden empirische Modelle zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens erarbeitet. Diese berücksichtigen die Anisotropie infolge der Faserverteilung und die Steifigkeitsveränderungen in Abhängigkeit von der Spannungsintensität und vom Spannungsverhältnis.

2 Bezeichnungen

2.1 Formelzeichen

Kleine lateinische Buchstaben

a	Kantenlänge eines Würfels
a_{10}	Ausbreitmaß nach 10 Minuten
b	Breite
d	Dicke, Durchmesser
f	Auslenkung, Stauchung
f_{2c}	zweiachse Druckfestigkeit f_{cc} bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'
f_c	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft mit starren Druckplatten
$f_{c, \parallel}$	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft parallel zur Betonierrichtung
$f_{c, \perp}$	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft senkrecht zur Betonierrichtung
f_c'	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft mit Belastungsbürsten
$f_{c, cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit, $\varnothing/h = 150/300$ mm
$f_{c, cube}$	Würfeldruckfestigkeit, wenn nichts anderes angegeben: $a = 100$ mm
f_{cc}	zweiachse Druckfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2$)
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit
f_{ct}	einaxiale Zugfestigkeit
$f_{c, 2t}$	zweiachse Zugfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2$)
$f_{c, 3t}$	dreiaxiale Zugfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)
$f_{ct, ax}$	zentrische einaxiale Zugfestigkeit
$f_{ct, fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct, sp}$	Spaltzugfestigkeit
h	Höhe
k	Verhältnis zwischen einaxialer Zug- und Druckfestigkeit f_{ct} / f_c beim Bruchkriterium nach Ottosen
l	Länge
l_{crit}	kritische Faserlänge
l_f	Faserlänge
m	Masse

n	Anzahl (Versuchswerte, Einzelborsten)
r	Radius
t	Zeit
v	Variationskoeffizient, Verschiebung

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
A	Parameter für Bruchkriterium nach Ottosen
B	Parameter für Bruchkriterium nach Ottosen
D	Durchmesser des Größtkorns
E	Elastizitätsmodul
E_f	Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_f$)
E_i	Elastizitätsmodul im Bereich kleiner Spannungen
F	Kraft
G	Schubmodul
K_1, K_2	Parameter für Bruchkriterium nach Ottosen
V	Volumen

Griechische Buchstaben

ε	Dehnung
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Dehnungen in Richtung der Hauptbelastungsachsen
ε_f	Dehnung zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_f$)
θ	Winkel zur Beschreibung der Richtung von τ_0 in der Π -Ebene,
κ_1	Spannungsverhältnis $\sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$
λ	Funktion für Bruchkriterium nach Ottosen
μ	Querdehnzahl
μ_f	Querdehnzahl zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_u$)

μ_i	Querdehnzahl im Bereich kleiner Spannungen	σ_{oct}	Oktaedernormalspannung σ_o bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'
ξ	Abstand vom Koordinaten-Ursprung, projiziert auf die hydrostatische Achse	σ_f	Bruchspannung (maximale Spannung)
ρ	Rohdichte, Abweichung senkrecht zur hydrostatischen Achse	τ	Schubspannung
σ	Spannung	τ_o	Oktaederschubspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Spannungen in Richtung der Hauptbelastungsachsen	τ_{oct}	Oktaederschubspannung τ_o bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'
σ_o	Oktaedernormalspannung		

sonstige Symbole

\varnothing Durchmesser

2.2 Abkürzungen

B4Q	Referenzmischung (Beton) des Schwerpunktprogramms
DD	zweiachiale Druckversuche
DDD	dreiaxiale Druckversuche
DMS	Dehnmessstreifen
FRC	fibre reinforced concrete (faserbewehrter Beton)
HPC	high performance concrete (Hochleistungsbeton)
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
M2Q	Referenzmischung (Mörtel) des Schwerpunktprogramms
MB	Messbügel
MS	Mikrosilica
PK	Probekörper
SF	silica fume (Silicastaub)
SPP	Schwerpunktprogramm
SpVer	Spannungsverhältnis
UHPC	Ultra high performance concrete (Ultrahochleistungsbeton)

2.3 Definitionen

2.3.1 Bezeichnungen am Probekörper

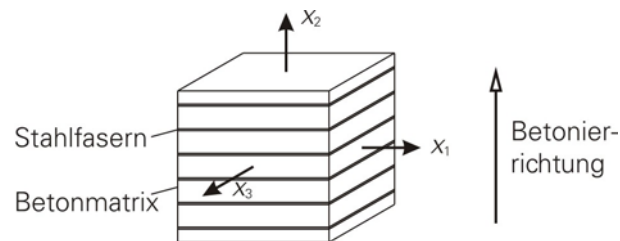


Bild 2-1: Koordinatensystem des Prüfkörpers im Bezug auf die Betonierrichtung

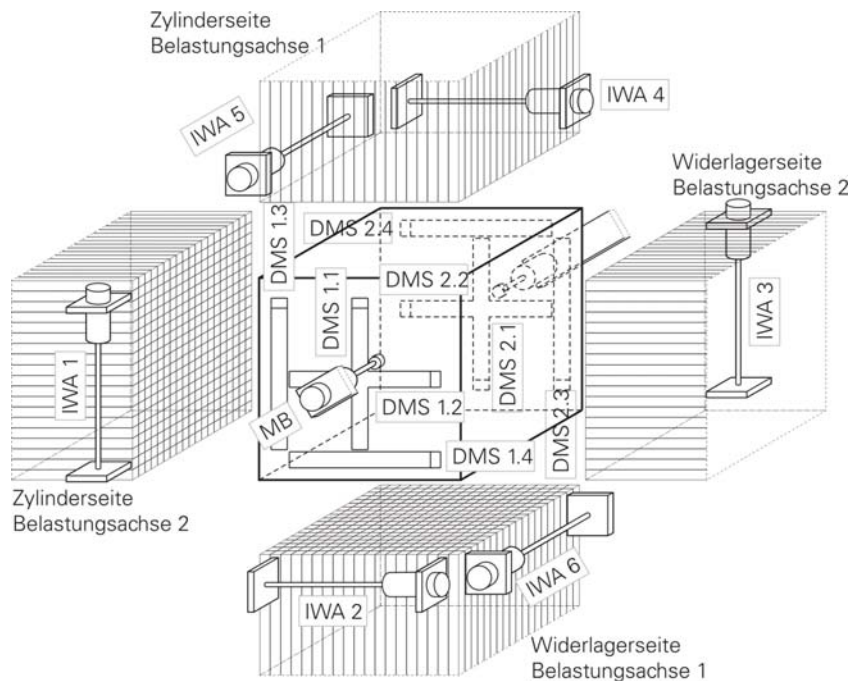


Bild 2-2: Bezeichnung der Dehnmessgeräte bei den zweiaxialen Versuchen

2.3.2 Bezeichnungen bei der Darstellung dreiaxialer Versuchswerte

- Bezeichnung der Spannungen entsprechend ihrer Größe:

$$|\sigma_1| \geq |\sigma_2| \geq |\sigma_3|$$

- Äquisektrix, hydrostatische Achse:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$$

- Druckmeridian (Bruchbild gleicht einaxialem Druckversuch)

$$|\sigma_1| > |\sigma_2| = |\sigma_3|$$

- Zugmeridian (Bruchbild gleicht einaxialem Zugversuch)

$$|\sigma_1| = |\sigma_2| > |\sigma_3|$$

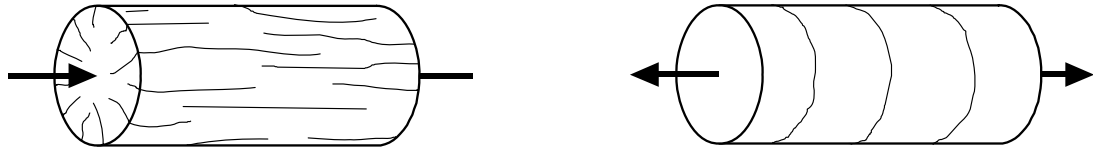


Bild 2-3: Typische Bruchbilder bei Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian (links) und dem Zugmeridian (rechts)

- Oktaeder- oder Π -Ebene:
Eine Ebene im Spannungsraum, auf der die Äquisektrix senkrecht steht.
- Oktaedernormalspannung:

$$\sigma_o = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\sigma_{oct} = \sigma_o / f'_c$$

- Oktaederschubspannung:

$$\tau_o = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$\tau_{oct} = \tau_o / f'_c$$

- Koordinaten in der Π -Ebene:

$$x = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sqrt{2}}$$

$$y = \frac{2 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{6}}$$

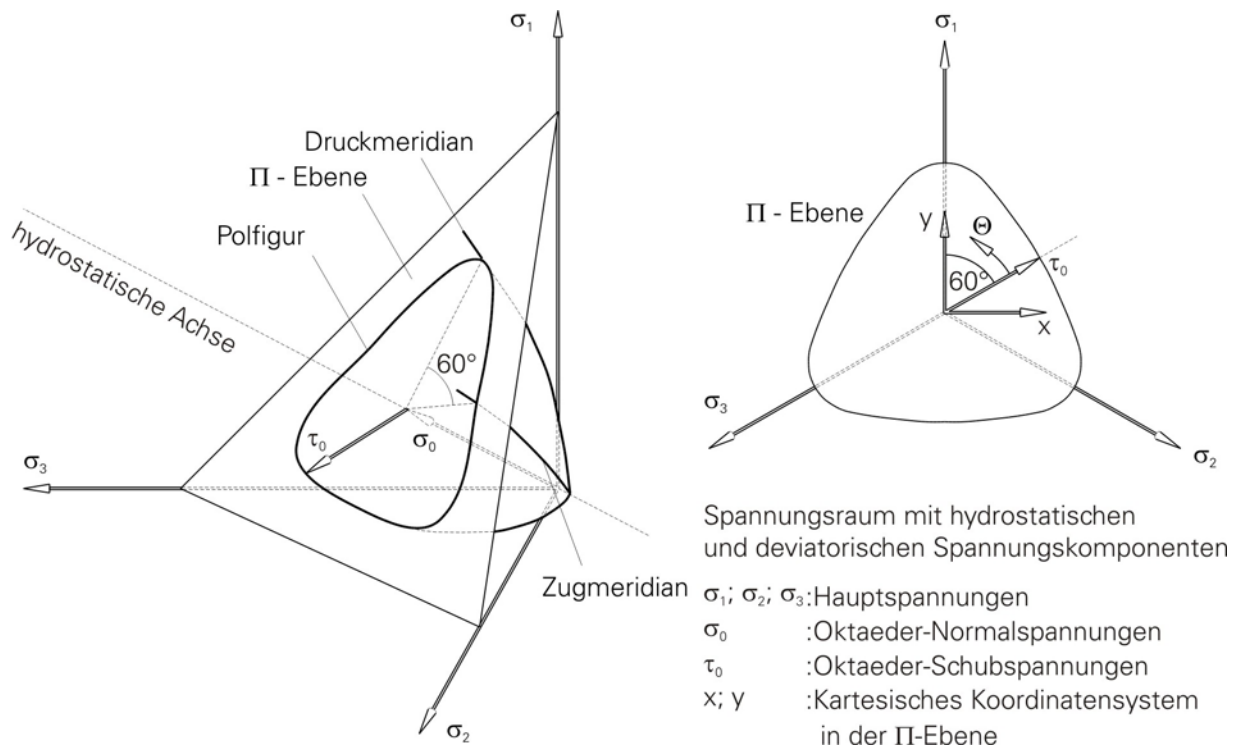


Bild 2-4: Bezeichnungen im räumlichen Spannungsraum

- Drehwinkel Θ

$$\cos(3 \cdot \Theta) = \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_{3\sigma}}{\sqrt{J_{2\sigma}^3}}$$

$J_{2\sigma}, J_{3\sigma}$ Invarianten des deviatorischen Spannungstensors, siehe unten

- Rendulic-Ebene:
Ebene, die durch die $\sigma_2 = \sigma_3$ -Achse und die σ_1 -Achse bzw. die Äquisektrix aufgespannt wird.

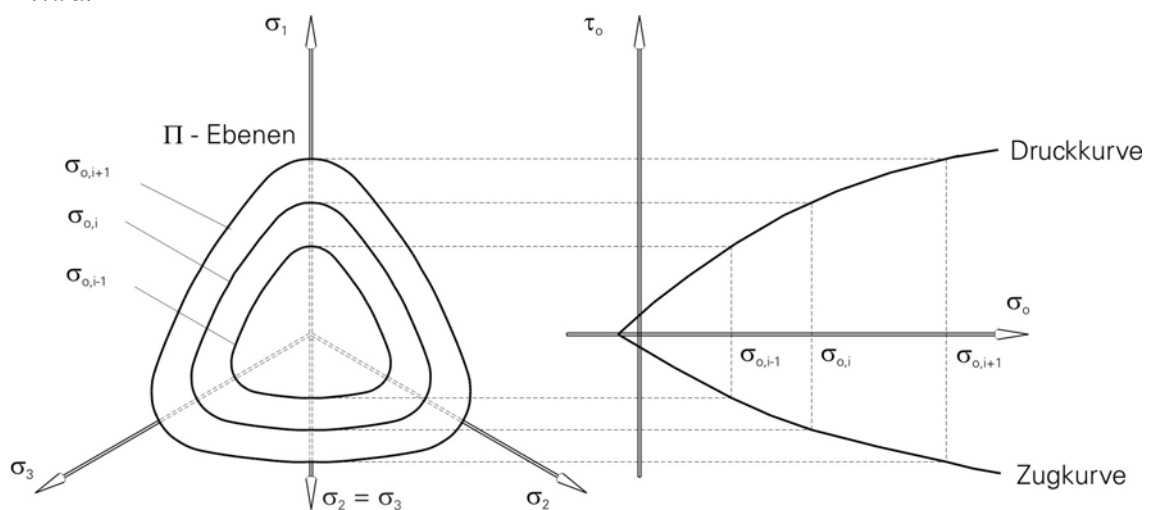


Bild 2-5: Darstellung der Druck- und Zugkurve in der Rendulic-Ebene mit Hilfe der Oktaedernormal- und Schubspannungen

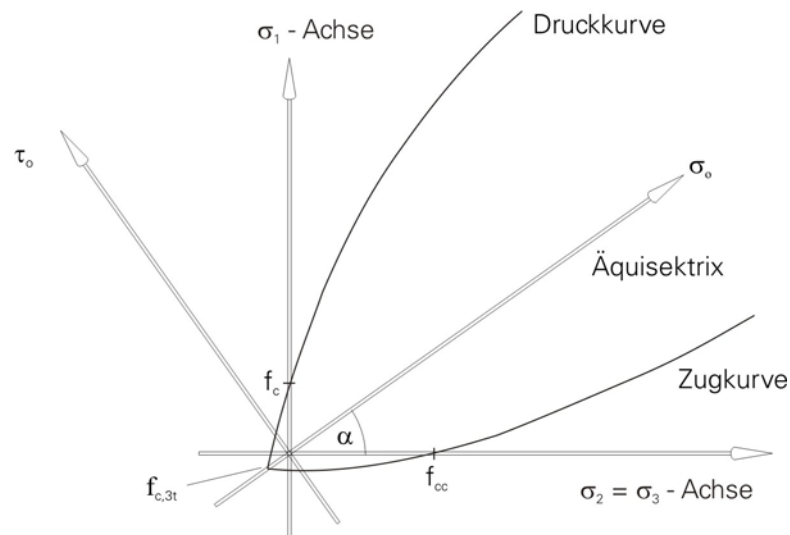


Bild 2-6: Darstellung in der Rendulic-Ebene, transformiert in Hauptspannungskoordinaten

- lineare Invariante des Spannungstensors

$$I_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \cdot \sigma_o$$

- quadratische und kubische Invariante des deviatorischen Spannungstensors

$$J_{2\sigma} = -\frac{1}{6} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \frac{3}{2} \cdot \tau_o^2$$

$$J_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_o) \cdot (\sigma_2 - \sigma_o) \cdot (\sigma_3 - \sigma_o) = \frac{1}{3} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_o)^3 + (\sigma_2 - \sigma_o)^3 + (\sigma_3 - \sigma_o)^3]$$

3 Stand der Kenntnis

3.1 Ultrahochfester Beton

3.1.1 Allgemeines

Der bisherige Entwicklungsstand für ultrahochfesten Beton wird zusammenfassend im DAfStb-Sachstandbericht „UHPC – Betontechnik und Bemessung“ [15] (Entwurf) dokumentiert. Einen sehr guten Überblick über abgeschlossene und laufende Forschungsvorhaben gewährt unter anderem der Tagungsband „Ultra High Performance Concrete (UHPC)“ der Universität Kassel aus dem Jahre 2004 [45]. Außerdem sei an dieser Stelle auf die Arbeitsberichte der am Schwerpunktprogramm „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton“ beteiligten Institute verwiesen. Im Folgenden wird deshalb nur kurz auf das veränderte Bruchverhalten von UHPC gegenüber Normal- und Hochleistungsbeton eingegangen werden.

3.1.2 Bruchverhalten von UHCP

Die Festigkeit von Beton wird maßgeblich durch Gefügestörungen wie z.B. Poren, Mikrorisse, und Grenzflächen bestimmt. Durch eine weitgehende Vermeidung derartiger Inhomogenitäten können beim UHCP sehr hohe Druckfestigkeiten erzielt werden. Dies geschieht vor allem durch eine hohe Packungsdichte aller Partikel, hohe Bindemittelgehalte, außerordentlich niedrige Wasser-Bindemittelwerte und die Verwendung von puzzolanischen Zusatzstoffen. Zugleich müssen die mechanischen Eigenschaften der zumeist feinen Gesteinskörnung auf die mechanischen Eigenschaften der Bindemittelmatrix abgestimmt sein [4], [16].

Die gleichmäßige Spannungsverteilung und die Abwesenheit größerer Fehlstellen im Betongefüge bewirken, dass die Rissentwicklung erst bei einem hohen Spannungsniveau einsetzt. Gefügebedingt sind während der Rissentwicklung und -ausbreitung Phänomene wie Rissblockaden bzw. Rissverzweigungen an Zuschlägen oder Poren sowie die Änderung der Rissorientierung deutlich weniger ausgeprägt als bei konventionellem Beton [45].

Im Zusammenspiel mit dem durch die hohen Spannungen bedingten großen Energieangebot führt dies in einem UHPC zu einer weitgehend unbehinderten, schnellen Rissentwicklung. Die für normale Betone charakteristische Prozesszone ist deutlich weniger ausgeprägt, das Versagen ist auf einen kleinen Querschnittsbereich lokalisiert.

Um die Rissausbreitung zu hemmen und damit die Duktilität und zugleich die Zugfestigkeit zu steigern, werden UHPC üblicherweise Stahlfasern mit Durchmesser von 0,1 mm bis 0,2 mm zugesetzt. Längen-Durchmesser-Verhältnisse der Stahlfasern zwischen 40 und 60 und Faservolumengehalte bis zu 2,5 Vol.-% zeigen dabei signifikante Effekte, ohne die Frischbetoneigenschaften zu negativ zu beeinflussen [45], [15].

3.2 Mehraxiale Festigkeit von Beton

3.2.1 Allgemeines

Während für die einaxialen Eigenschaften des UHPC in Ansätzen Erkenntnisse vorliegen (z.B. [45], [15]), existierten bis zu diesem Forschungsvorhaben keine Informationen hinsichtlich des mehraxialen Tragverhaltens von UHPC. Betrachtet man den Wissensstand hinsichtlich vorhandener Forschungsarbeiten zur mehraxialen Festigkeit von üblichem Hoch-

leistungsbeton, muss man feststellen, dass außer den Arbeiten des Autors ebenfalls nur wenige Informationen vorliegen.

An dieser Stelle soll kurz auf die Forschungsarbeiten an üblichem Hochleistungsbeton eingegangen werden, bei denen sich die Ergebnisse hinsichtlich der Versuchsbedingungen, wie z.B. Mischungszusammensetzung, Prüfmuster, Lagerungsart, Belastungsgeschwindigkeit, vergleichen lassen.

3.2.2 Zweiaxiale Druck-Druck-Festigkeit

Normalbeton wurde vor allem in den 60er und 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts relativ umfangreich untersucht. Genannt seien an dieser Stelle die Arbeiten von KUPFER [27], OPITZ [34], SCHICKERT/WINKLER [44] und VAN MIER [31]. Nachdem man festgestellt hatte, dass man bei zweiaxialen Versuchen die Behinderung der Querdehnung zwingend durch geeignete Lasteinleitungssysteme minimieren muss, zeigten diese Versuche ein recht einheitliches Bild. Schon bei Normalbeton zeigt sich, dass mit steigender Festigkeit die Duktilität abnimmt und gleichzeitig auch die bezogene zweiaxiale Festigkeit.

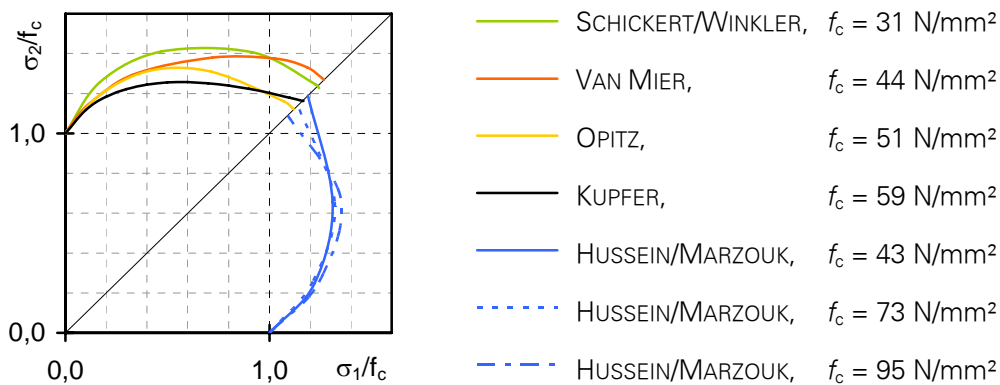


Bild 3-1: Zweiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton

Erste zweiaxiale Versuche an Hochleistungsbeton wurden von CHEN [5] 1984 durchgeführt. CHEN prüfte vier verschiedene Betone mit Zylinderdruckfestigkeiten von $f_{c,cyl,150/300} \approx 82$ N/mm² (Basalt), 79 N/mm² (Granit), 69 N/mm² (Kalkstein, Typ a) und 59 N/mm² (Kalkstein, Typ b). Er untersuchte neben der einaxialen Druckfestigkeit drei weitere Spannungsverhältnisse $\sigma_2/\sigma_1 = 0,2/1, 0,5/1, 1/1$. Je Spannungsverhältnis wurden drei Prüfkörper getestet. Als Versuchskörper verwendete CHEN Scheiben mit den Abmessungen 12,7/12,7/1,27 cm. Das Größtkorn der Zuschläge von 19 mm ist damit größer als die gewählte Scheibendicke. Hinzu kommt, dass durch das Verhältnis von Höhe/Dicke von 10/1 Biege- und Stabilitätseinflüsse nicht ausgeschlossen werden können. Da sich gleichzeitig mit der Art der Zuschläge auch die Festigkeit änderte, ist eine Aussage hinsichtlich der Ursache für die unterschiedlichen Festigkeitsverläufe schwierig. Es wird jedoch deutlich, dass sowohl die Lage des maximalen Spannungszuwachses als auch die Größe des Zuwachses durch die Art des Zuschlags beeinflusst wird. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass mit steigender einaxialer Festigkeit die bezogene zweiaxiale Festigkeit sinkt und eine Verlagerung des maximal erreichten Spannungszuwachses hin zu niedrigeren Spannungsverhältnissen erfolgt.

Im Jahre 1998 führten HUSSEIN/MARZOUK [23] zweiaxiale Druckversuche an verschiedenen Betonen durch. HUSSEIN/MARZOUK untersuchten vier Betone, zu denen für Vergleichszwecke ein Normalbeton und ein Beton aus Leichtzuschlägen gehörten. Die beiden Hochleistungsbetone wiesen nach 91 Tagen Zylinderfestigkeiten von 73 N/mm² und 95 N/mm² auf. Als

Prüfkörper wurden Scheiben mit den Abmessungen 15/15/4 cm verwendet. Im Bild 3-1 sind beispielhaft die Mittelwerte der Druck-Druck-Versuche dargestellt. Wiederum sinkt mit zunehmender einaxialer Festigkeit die bezogene Festigkeit von 1,19 für Normalbeton über 1,14 bis auf 1,09 für den Hochleistungsbeton.

Am Institut für Massivbau der TU Dresden liegen weit reichende Erfahrung mit Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Beanspruchung vor [7], [8], [9], [10], [19], [20]. Es wurden Betone unterschiedlicher Festigkeit, Zusammensetzung und Duktilität geprüft.

Bei Normalbeton ($f_c' = 36,4 \text{ N/mm}^2$, $55,4 \text{ N/mm}^2$ und $62,5 \text{ N/mm}^2$) und hochfestem Beton ($f_c' = 61,2 \text{ N/mm}^2$, $72,4 \text{ N/mm}^2$ und $94,2 \text{ N/mm}^2$) war unmittelbar an die zunehmende einaxiale Festigkeit die abnehmende Duktilität gekoppelt [8], [19], [20]. Es zeigte sich, dass die Auswirkung der Duktilität auf die Festigkeit für unterschiedliche Spannungsverhältnisse nicht gleich ausgeprägt ist. So beträgt die zweiaxiale Druckfestigkeit bei $\sigma_1 = \sigma_2$ bei Normalbeton das 1,25-fache der einaxialen Festigkeit. Bei Hochleistungsbeton fällt dieses Verhältnis bis auf 1,09 ab, wie exemplarisch im Bild 3-2 dargestellt.

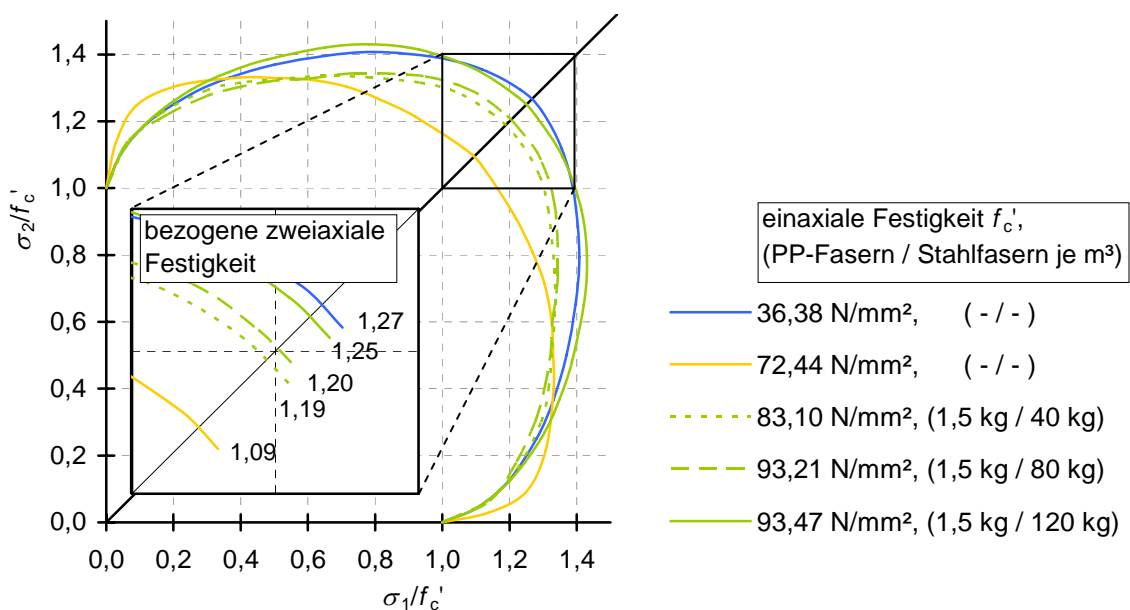


Bild 3-2: Festigkeitsverlauf von Hochleistungsbeton mit gesteigerter Duktilität im Vergleich zu faserlosem Normal- und Hochleistungsbeton

In weiterführenden Versuchen an duktilem Hochleistungsbeton ($f_c' = 66,7 \text{ N/mm}^2$ bis $106,3 \text{ N/mm}^2$) wurde die Duktilität gezielt mit einem Fasercocktail gesteuert (CURBACH/SPECK [9], [10]). Der Cocktail besteht aus Polypropylenfasern, die als Rissinitiatoren aber auch als Rissbremsen fungieren und damit energiedissipierend, sowie Stahlfasern, die die Vernähung der Risse übernehmen. Der Gehalt an PP-Fasern wird auf die Eigenschaften der Ausgangsbetone angepasst und der Stahlfasergehalt in je drei Stufen verändert. Für eine optimale Wirksamkeit muss der Fasergehalt mit steigender Festigkeit des faserfreien Referenzbetons erhöht werden.

Bei einaxialer Beanspruchung führte der Zusatz des Fasercocktails zu einer Erhöhung der Festigkeit. Diese war größer, wenn die Richtung der Fasern mit der Richtung der Querkzugspannungen übereinstimmte. Außerdem vergrößerte sich die Bruchdehnung und der Bruch erfolgte nicht mehr explosionsartig, wie es von faserfreiem Hochleistungsbeton

bekannt ist. Unter zweiaxialer Beanspruchung war der Festigkeitszuwachs gegenüber faserfreiem Hochleistungsbeton am größten. Schon mit den geringeren Fasergehalten konnte die zweiaxiale Festigkeit, die bei faserfreiem Beton lediglich 9 % größer war als die einaxiale Festigkeit, bei allen Spannungsverhältnissen auf einen Wert gebracht werden, der die einaxiale Festigkeit um 17 % oder mehr übertrifft.

3.2.3 Dreiaxiale Druck-Druck-Druck-Festigkeit

Grundsätzlich werden dreiaxiale Versuche entweder in Mehraxialprüfmaschinen, bei denen über Hydraulikzylinder die Lasten in den Prüfkörper eingetragen werden, oder in Triaxialzellen, in denen die Querspannung durch Flüssigkeitsdruck aufgetragen wird und ein Druckstempel den Längsdruck erzeugt, durchgeführt. Dem Autor sind mit Ausnahme seiner eigenen Versuche bei Hochleistungsbeton nur Versuchsergebnisse aus Triaxialzellen bekannt. An dieser Stelle soll auf die Ergebnisse von DAHL [11], [12], XIE, ELWI, MCGREGOR [51], LI/ANSARI [28] und ROGGE [38], [39], [40] verwiesen werden, die im Bild 3-3 zusammengefasst werden.

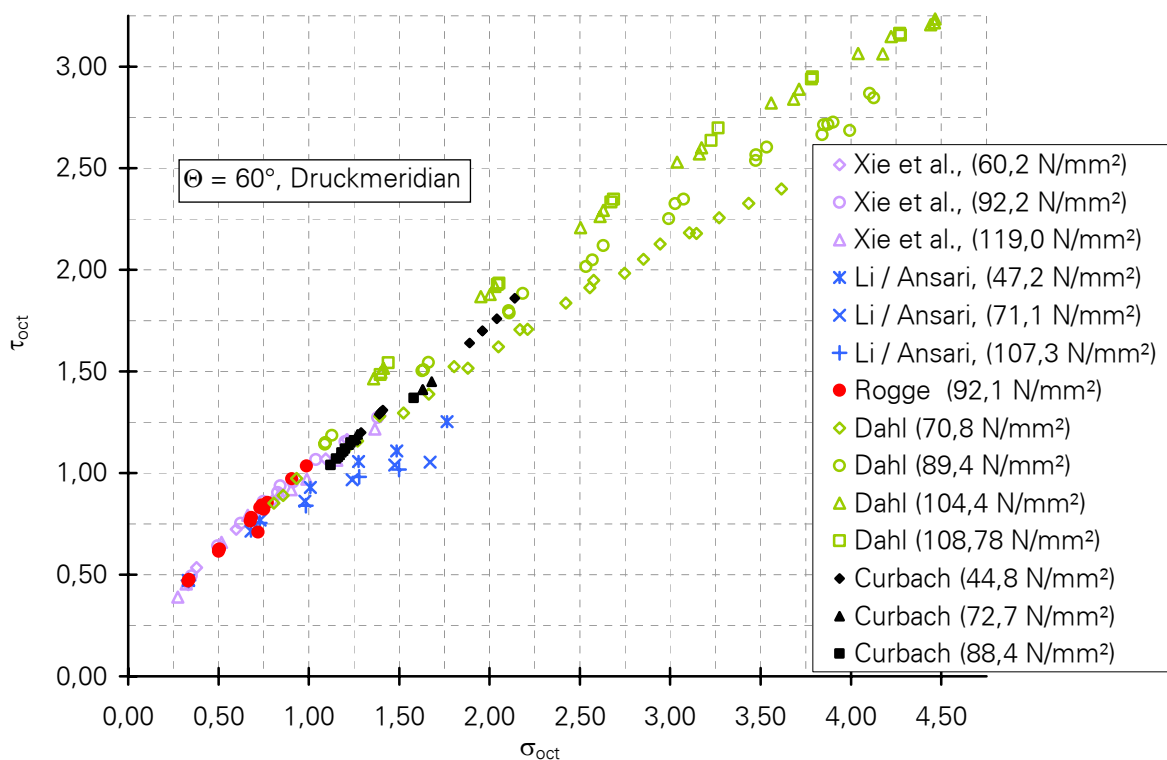


Bild 3-3: Bruchlasten von Hochleistungsbeton unter dreiaxialer Beanspruchung

Die genannten Forscher verwendeten Zylinder mit Schlankheiten 1:2 bis 1:4. Auch hinsichtlich der Membran, die den Probekörper gegen den Öldruck abdichtet, gab es Unterschiede. Diese Membran beeinflusst zum Teil deutlich die Festigkeit und das Verformungsvermögen des Betons. Einzelne Spannungsverhältnisse wurden auch nur mit einem einzelnen Probekörper untersucht.

Entsprechend unterschiedlich fallen auch die Ergebnisse aus. So wurden bei vergleichbaren Spannungsverhältnissen sowohl typische Scherbrüche als auch ein sehr duktilen Versagen mit ausgeprägten Längsrissen beobachtet. Während die bezogene dreiaxiale Festigkeit in der Regel mit steigender einaxialer Festigkeit abnimmt, weisen die Ergebnisse von DAHL

einen gegenläufigen Trend auf. Die Versuche von LI/ANSARI liegen zum Teil deutlich unter dem allgemeinen Trend.

In Dresden wurde 1997 mit der Untersuchung des Bruch- und Verformungsverhaltens von hochfesten Betonen in der zuvor modernisierten Triaxialprüfmaschine begonnen. Die Maschine besitzt in jeder Raumrichtung einen servo-hydraulischen Zylinder. So kann jedes beliebige Spannungsverhältnis sowohl kraft- als auch weggesteuert untersucht werden.

Begonnen wurden die Versuche mit Hochleistungsbeton aus drei verschiedenen Festigkeitsklassen ($f_c' = 44,8 \text{ N/mm}^2$, $72,7 \text{ N/mm}^2$ und $83,4 \text{ N/mm}^2$). Die Ergebnisse der dreiaxialen Versuche werden im Bild 3-4 dem von HAMPEL [20] modifizierten Bruchkriterium nach DAHL gegenübergestellt. Im Bild 3-5 sind beispielhaft σ - ε -Linien für einen Hochleistungsbeton mit einer einaxialen Festigkeit von $72,7 \text{ N/mm}^2$ unter dreiaxialen Druck dargestellt. ε_1 entspricht der Verformung in Richtung der Hauptbelastungsachse 1.

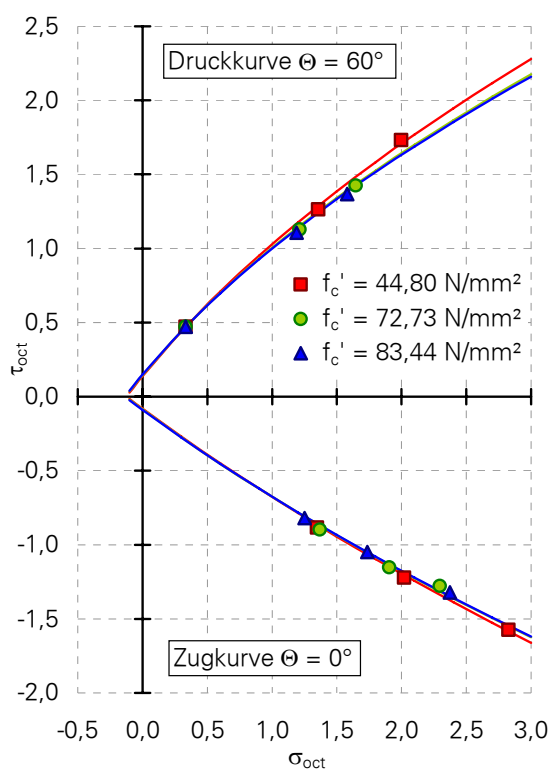


Bild 3-4: Bruchwerte von Hochleistungsbetonen unter mehraxialer Beanspruchung, HAMPEL [20]

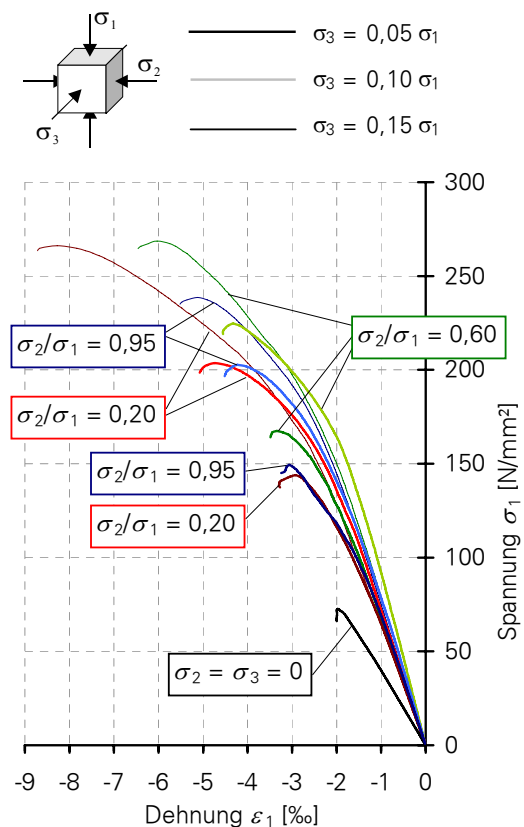


Bild 3-5: σ - ε -Linien für einen Hochleistungsbeton unter dreiaxialer Beanspruchung, CURBACH ET AL. [8]

Weiterhin wurden Versuche an duktilem Hochleistungsbeton durchgeführt (CURBACH/SPECK [9], [10]). Dieser duktile Hochleistungsbeton wird durch den Zusatz eines Fasercocktails aus Polypropylen- und Stahlfasern hergestellt. Gegenstand dieser Untersuchungen war der mehraxiale Druckspannungsraum, wobei sowohl Festigkeitsklassen als auch Fasergehalte variiert wurden. Im Rahmen der Auswertung der Versuche wurden wiederum das Bruch- und Verformungsverhalten betrachtet und Unterschiede zum Hochleistungsbeton ohne Faserzusatz herausgearbeitet.

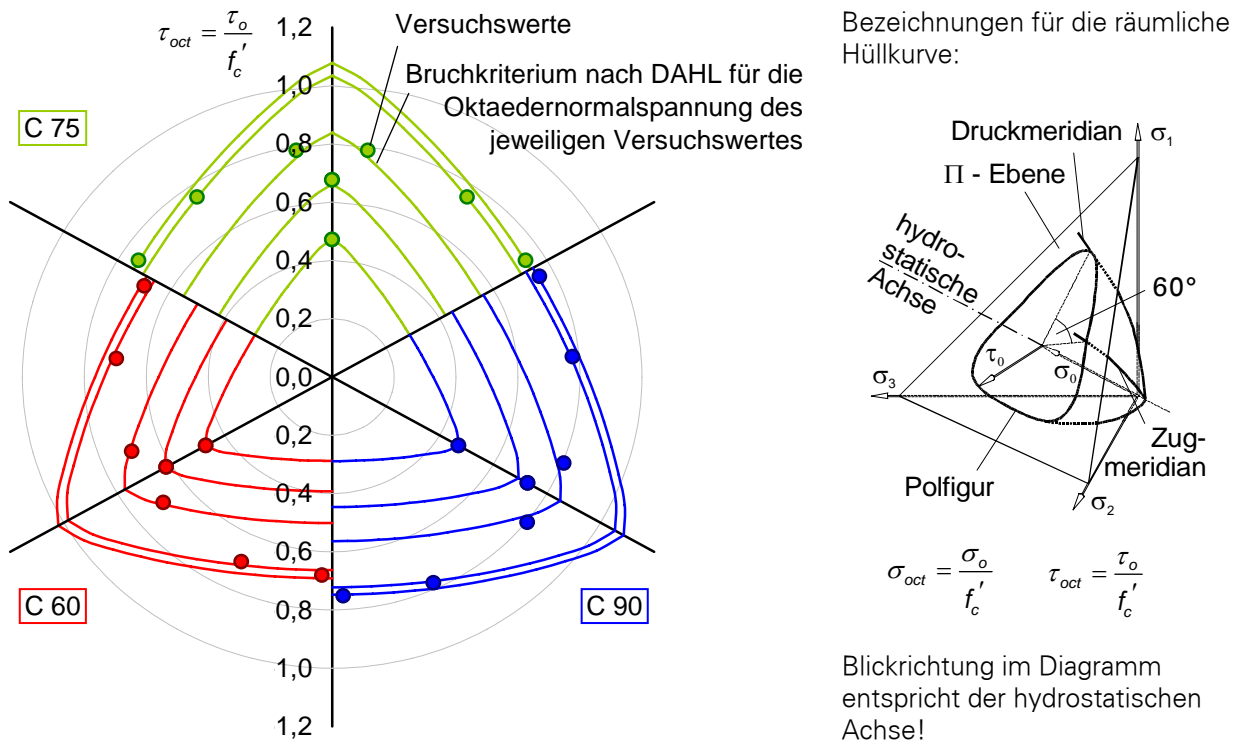


Bild 3-6: Bruchwerte der duktilen Hochleistungsbetone [9], Bruchkriterium nach DAHL [11]

Bei einaxialer Beanspruchung führte der Zusatz von Fasercocktail zu einer Erhöhung der Festigkeit. Diese war größer, wenn die Richtung der Fasern mit der Richtung der Querkzugspannungen übereinstimmte. Bei den dreiaxialen Druckversuchen (siehe Bild 3-6) konnten keine signifikanten Unterschiede in der Festigkeit zwischen faserfreien Hochleistungsbetonen und denen mit Fasercocktail festgestellt werden. Während bei ein- und zweiaxialer Beanspruchung das Risswachstum im Wesentlichen von den Fasern begrenzt wird, wirkt bei dreiaxialer Beanspruchung der stützende Querdruck einem Risswachstum entgegen. Da dies unabhängig vom Fasergehalt geschieht, haben die Fasern kaum Auswirkungen auf die dreiaxiale Festigkeit.

Insgesamt konnte festgestellt werden, dass durch die Zugabe des Fasercocktails unabhängig von der Beanspruchungsart die Duktilität erhöht und ein explosionsartiges Versagen verhindert wird. Die Fasermenge ist auf die Festigkeit des Betons und auf den Herstellungsprozess abzustimmen, da dieser zum einen die Orientierung der Fasern beeinflusst und zum anderen ein zu hoher Fasergehalt die Verarbeitbarkeit des Betons verschlechtert.

Außerdem wurden Tastversuche an UHPC unter dreiaxialer Beanspruchung durchgeführt [37]. Untersucht wurde die Referenzmischung M2Q des SPP mit und ohne Fasern. Bestimmt wurde die Umschlingungsfestigkeit bei 10 % Querdruck bezogen auf den Längsdruck. Der Schwerpunkt lag bei diesen Untersuchungen auf der Festigkeitsentwicklung. Bild 3-7 zeigt deutlich, wie der Beton mit zunehmendem Alter immer spröder wird. Zum einen verringern sich die Bruchdehnungen und zum anderen nimmt der linear verlaufende Teil der Spannungs-Dehnungs-Linie deutlich zu. Der Beton ohne Fasern weist deutlich niedrigere Festigkeiten auf und verhält sich noch spröder. Auch wenn der Nachbruchbereich nur ansatzweise untersucht werden konnte, weil bei diesen hohen Lasten die Borstenkopfauslenkung begrenzt werden muss, so ist doch zu erkennen, dass beim Beton ohne Fasern der absteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie steiler verläuft.

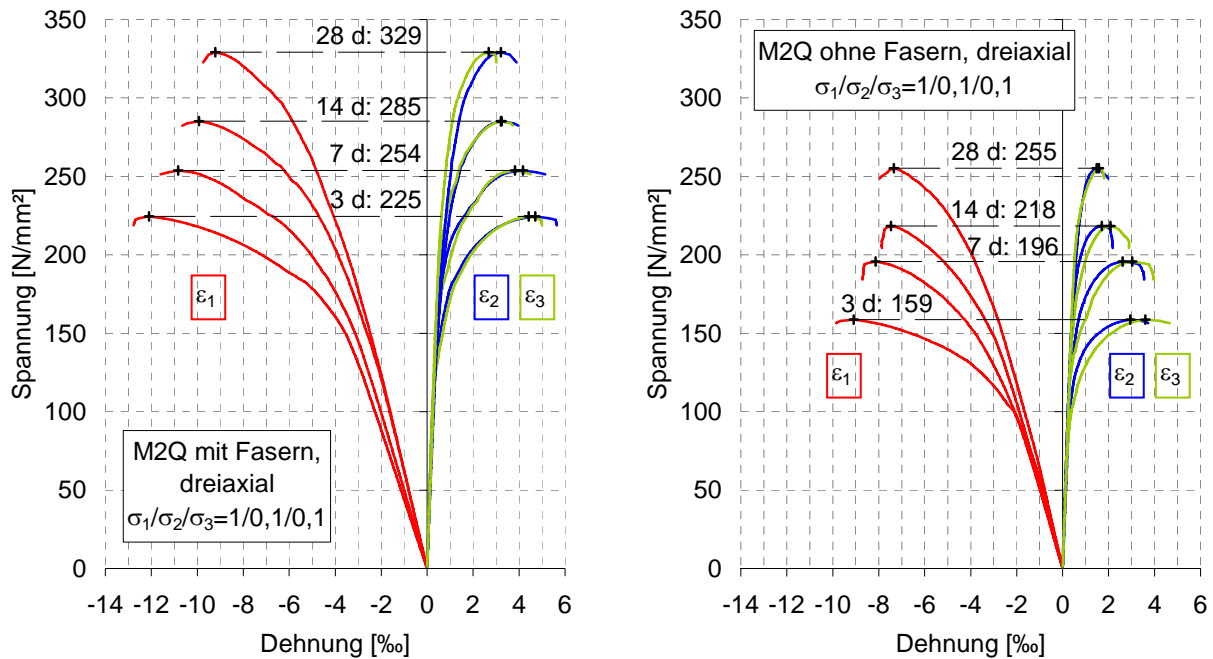


Bild 3-7: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von UHPC mit (links) und ohne Fasern (rechts) unter dreiaxialer Beanspruchung bei verschiedenem Betonalter

3.2.4 Zweiaxiale Druck-Zug-Festigkeit

Druck-Zug-Versuche werden im Allgemeinen an Hohlzylindern oder an Scheiben durchgeführt. Die Hohlzylinder werden mit einem Innendruck und einer axialen Druckkraft belastet, die Scheiben über Hydraulikzylinder in zwei Achsen, wobei in der Regel Belastungsbürsten zur Einleitung der Kräfte verwendet werden. Die Problematik bei der Verwendung von Hohlzylindern besteht darin, dass der Radius mindestens zehnmal größer als die Wanddicke sein sollte, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Wanddicke zu erzielen. Gleichzeitig sollte die Wandstärke dreimal größer als das Größtkorn sein, um repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Diese Forderungen wurden in der Vergangenheit von keinem Forscher vollständig eingehalten. Diese Art der Versuchsdurchführung wurde deshalb in den letzten Jahren nicht mehr angewandt. Dennoch sei an dieser Stelle beispielhaft auf die Ergebnisse von MCHENRY/KARNI [30] und GOODE/HELMY [17] verwiesen. Ergänzt werden die Druck-Zug-Versuche an Normalbeton (Bild 3-8) durch die Untersuchungen von KUPFER [27], der Versuche an Scheiben durchführte.

Zunächst muss festgestellt werden, dass die Streuungen in den Versuchswerten unter Druck-Zug-Belastung generell sehr groß sind. Die Versuche mit Hohlzylindern und mit Scheiben sind nur bedingt vergleichbar, wie die Gegenüberstellung der Versuchswerte von MCHENRY/KARNI und KUPFER zeigt. Dennoch ist innerhalb der einzelnen Serien zu erkennen, dass mit steigender Betonfestigkeit die Völligkeit der Kurve abnimmt.

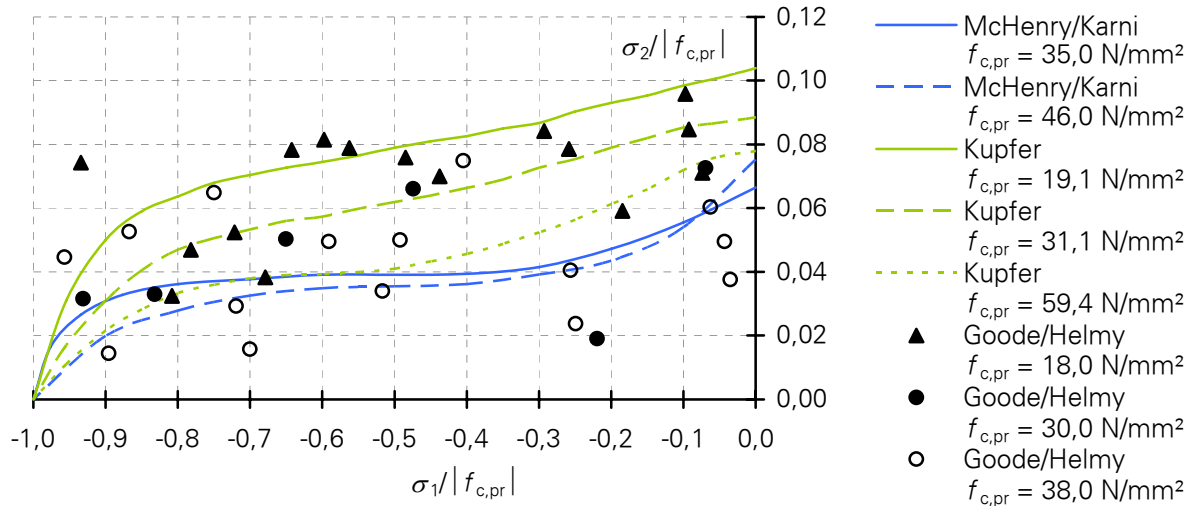


Bild 3-8: Druck-Zug-Festigkeit von Normalbeton

Dieser Trend setzt sich bei hochfestem Beton fort, wie die Ergebnisse von HUSSEIN/MARZOUK und CURBACH/HAMPEL zeigen. Die Versuche erfolgten an Scheiben und die Lasteinleitung mittels Stahlbürsten. HUSSEIN/MARZOUK untersuchten neben einaxialem Druck und Zug Spannungsverhältnisse mit 2,5, 5, 7, 10 und 20 % Zuganteil, CURBACH/HAMPEL mit 2,5, 5, 10, 20, 50 und 80 % Zuganteil. Bei Hochleistungsbeton verläuft die Kurve nicht mehr konvex wie bei Normalbeton, sondern linear bis teilweise konkav. Der Festigkeitsabfall bei dem Spannungsverhältnis mit 50 % Zuganteil, der sich bei CURBACH/HAMPEL zeigt, wurde bisher nur ansatzweise von McHenry/Karni und GOODE/HELMY beobachtet. Allerdings führten nur wenige Forscher Versuche mit diesem Spannungsverhältnis durch, so dass ein direkter Vergleich für Hochleistungsbeton nicht möglich ist.

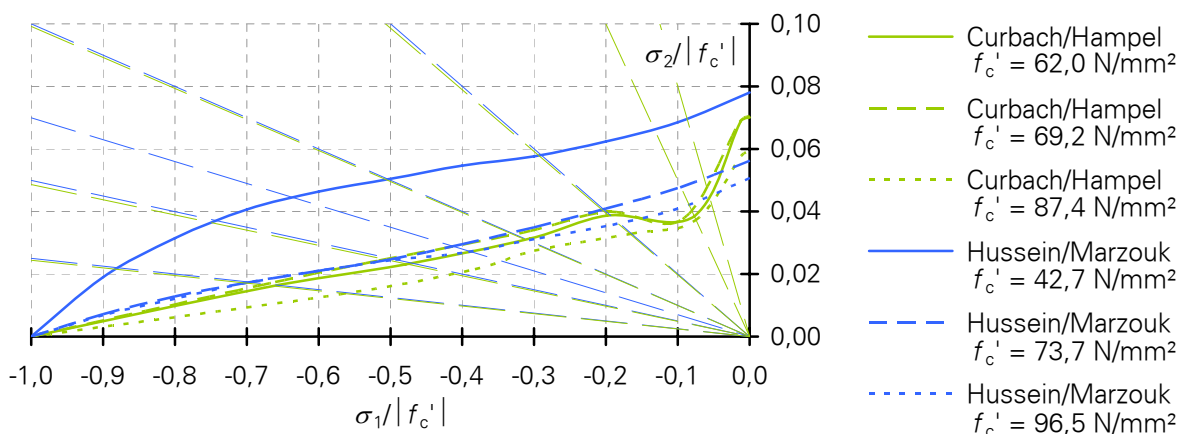


Bild 3-9: Druck-Zug-Festigkeit von Hochleistungsbeton

4 Versuchsprogramm

4.1 Untersuchte Betone

4.1.1 Betonzusammensetzung

Die Versuche wurden mit den beiden Referenzbetonen M2Q und B4Q des SPP begonnen. Da besonderes Interesse an mehraxialen Festigkeiten seitens dreier anderer Projekte des SPP bestand – von Prof. Hegger aus Aachen für die Verbundmittel und die Einleitung von Vorspannkräften und von Dr. Teutsch aus Braunschweig für Stützen – wurden bzw. werden die in den jeweiligen Projekten verwendeten Betone untersucht. Es handelt sich hierbei um Mischungen, die auf B4Q basieren und bei denen die Faserart und der Fasergehalt hinsichtlich der Verarbeitbarkeit und dem Nachbruchverhalten variiert wurden. Zusätzlich wird ein B4Q ohne Fasern als Referenz untersucht, um genaue Aussagen über die Wirkung der Fasern zu erhalten. Ergänzt wird das Versuchsprogramm durch einen kommerziellen UHPC. Geplant ist die Verwendung von Ductal® der Firma Lafarge.

In folgender Tabelle 4-1 wird die Zusammensetzung der verwendeten Betone aufgelistet. Die Versuche am faserfreien Beton B4Q-oF werden zurzeit durchgeführt und die Versuche mit B4Q-BS sind für die nächsten Wochen geplant.

Tabelle 4-1: Betonzusammensetzung

Mischrezeptur	M2Q	B4Q	B4Q-AC	B4Q-oF	B4Q-BS
	Menge [kg/m³]				
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	832	650	660	666	650
Basalt 2/8		597	606	612	597
Quarzsand H33	975	354	360	363	354
Quarzmehl MILLISIL W3 grob		131	133	134	131
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	207	325	330	333	325
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	135	177	180	181	177
Stahlfasern WEIDACON FM 0,15/9 mm STRATEC Microdrahtfasern 0,15/17 mm Dramix RC 80/30 BP 0,38/30 mm	192	194	71		98
Polypropylen-Mikrofasern					2,0
Wasser	166	158	161	162	158
Fließmittel Glenium 51 Woermann	26,5	33,4	30,4	22,8	30,4

Genaue Angaben über Mischreihenfolge und Frischbetonkennwerte können dem Anhang A entnommen werden.

4.1.2 Einaxiale Festigkeit

Begleitend zu den mehraxialen Versuchen wurden einaxiale Druck- und Biegezugversuche durchgeführt. Als Referenzprüfkörper wurden Mörtelprismen verwendet. Zusätzlich wurden für einige Mischungen Zylinder 15/30 cm und 10er Würfel geprüft. Die Festigkeiten nach 28 Tagen können Tabelle 4-2 entnommen werden.

Tabelle 4-2: Einaxiale Festigkeit nach 28 Tagen

Mischung	28 Tage Festigkeit [N/mm ²]			
	Mörtelprisma	Druck 10er Würfel	Zylinder	Biegezug Mörtelprisma
M2Q				
M2Q – V1	197,4	164,8		28,88
M2Q – V2	191,5	169,7		26,78
M2Q – V3	190,1	166,1		29,81
M2Q – V4	189,3		149,7	25,39
M2Q – 1	204,3	169,2		30,34
M2Q – 2	196,8	172,6		32,39
M2Q – 3	195,4	171,9		28,95
B4Q				
B4Q – V1	212,7	186,9		26,58
B4Q – V2	209,3		161,2	25,57
B4Q – 1	207,0	181,7		27,56
B4Q – 2	218,9			26,93
B4Q – 3	221,2			28,37
B4Q – AC				
B4Q – AC1	208,5			22,44
B4Q – AC2	212,4	199,2		22,40
B4Q – ACV1	196,2		169,3	23,70

Die Lagerung erfolgte in der Regel 14 Tage unter Wasser und anschließend bis zum 28. Tag bei 20°C und 65% relativer Luftfeuchte. Dies war nötig, da die erforderlichen Dehnmessstreifen nur auf eine trockene Oberfläche appliziert werden können. Bei dieser Lagerung konnte eine geringfügige Steigerung der Festigkeit gegenüber einer Wasserlagerung bis zur Prüfung festgestellt werden, Bild 4-1.

Außerdem wurde die Festigkeitsentwicklung der Betone B4Q und M2Q ohne Wärmebehandlung untersucht. Nach dem 28. Tag lagerten die Proben bei 20°C und 65% relative Luftfeuchte. Die Ergebnisse werden im Bild 4-2 und im Bild 4-3 zusammengefasst. Zu beachten ist die sehr schnelle Festigkeitsentwicklung in den ersten Tagen und die anhaltende Nacherhärtung bis zu einem Betonalter von mindestens einem Jahr.

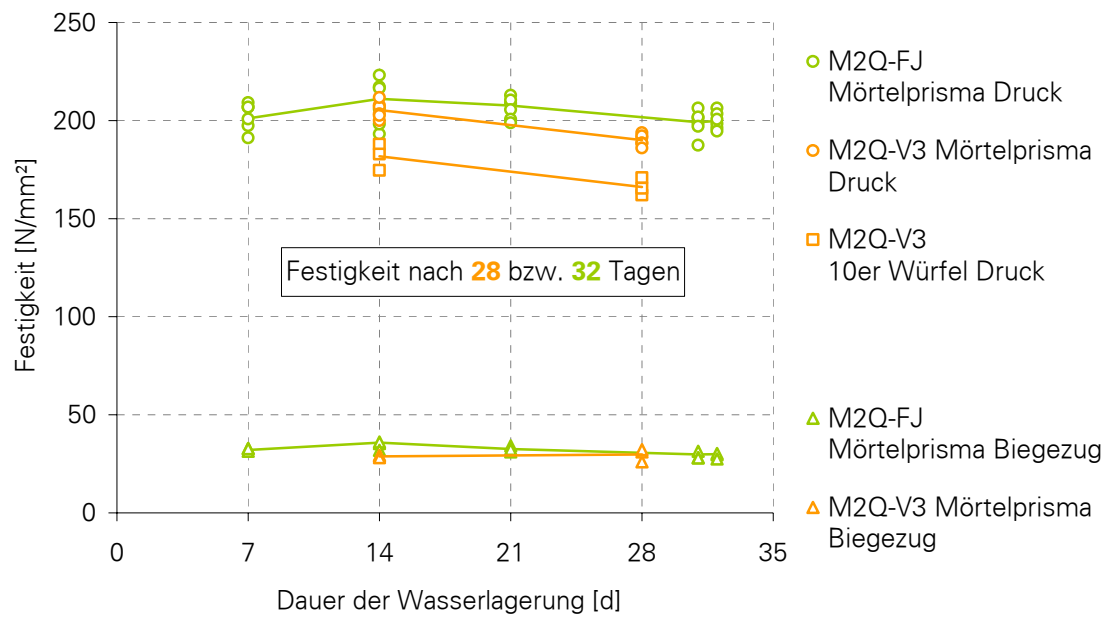


Bild 4-1: Festigkeit in Abhängigkeit von der Dauer der Wasserlagerung

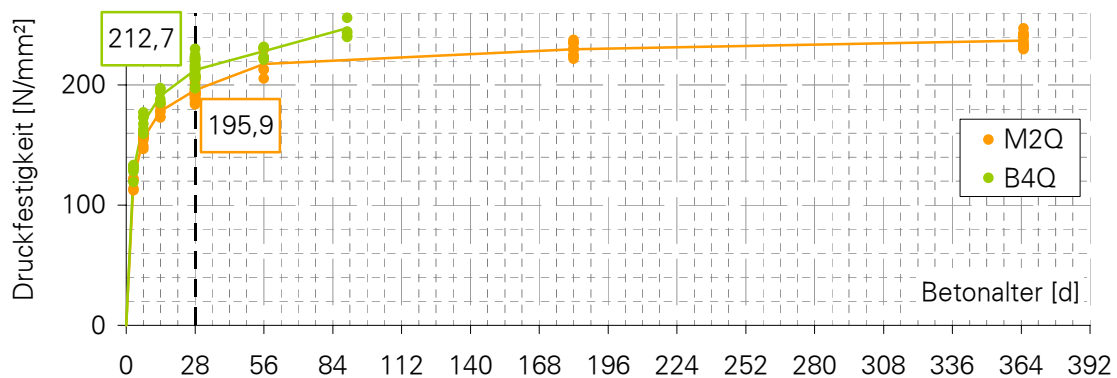


Bild 4-2: Entwicklung der Druckfestigkeit

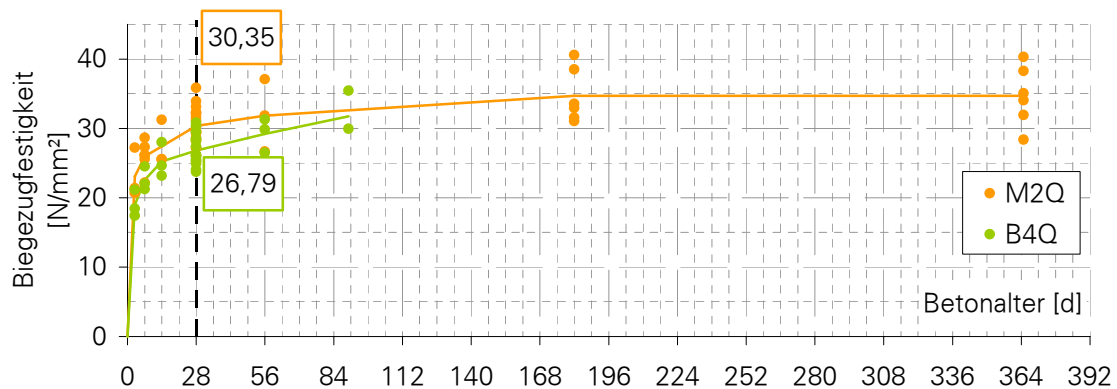


Bild 4-3: Entwicklung der Biegezugfestigkeit

4.2 Durchführung der zweiaxialen Versuche

4.2.1 Versuchstechnik

Am Institut für Massivbau der TU Dresden existiert eine leistungsfähige Prüfeinrichtung für dreiaxiale Beanspruchung (Bild 4-4). Sie wurde Anfang der siebziger Jahre erbaut. Der einteilige Rahmen der Maschine besteht aus einem Stahlgusskörper mit einem Gewicht von zirka 16 Tonnen. 1996 wurde die Versuchsanlage mit Mitteln der DFG umgebaut und modernisiert, um eine dem Stand der Technik entsprechende Versuchsdurchführung zu gewährleisten.

Je Kraftrichtung ist ein separater servo-hydraulischer Regelkreis vorhanden, der es ermöglicht, alle drei Zylinder sowohl zusammen als auch getrennt kraft-, weg- oder dehnungsgesteuert zu fahren. Als Prüfkörper können Würfel mit Kantenlängen zwischen 10 und 30 cm oder Scheiben mit entsprechend geringerer Dicke verwendet werden. Je Belastungsachse können 5.000 kN Druck oder 500 kN Zug aufgebracht werden. Bei Würfeln mit einer Kantenlänge von 10 cm entspricht dies einer maximalen Druckspannung von 500 N/mm² bzw. einer Zugspannung von 50 N/mm². Damit ist diese Prüfmaschine weltweit eine der leistungsfähigsten ihrer Art und dadurch für die Prüfung von Ultrahochleistungsbetonen geeignet. Ausführliche Beschreibungen der Multiaxial-Prüfmaschine finden sich u.a. in CURBACH et al. [8].

Die Belastung erfolgte mit einer kombinierten Weg- und Kraftsteuerung. Die Richtung mit der größten Druckkomponente wurde weggesteuert belastet und die andere Richtung wurde in Abhängigkeit der dafür erforderlichen Kraft kraftgesteuert nachgeregelt. Diese Nachregelung war nach maximal 1 s abgeschlossen, so dass das angestrebte Spannungsverhältnis exakt eingehalten werden konnte.

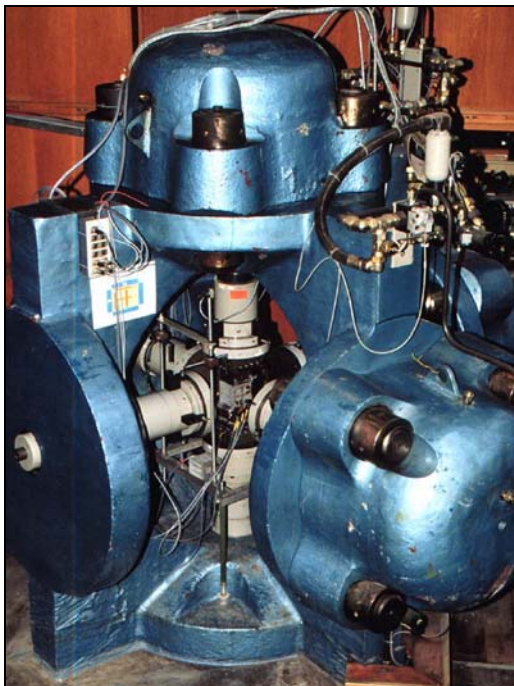


Bild 4-4 Triaxial-Prüfmaschine im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

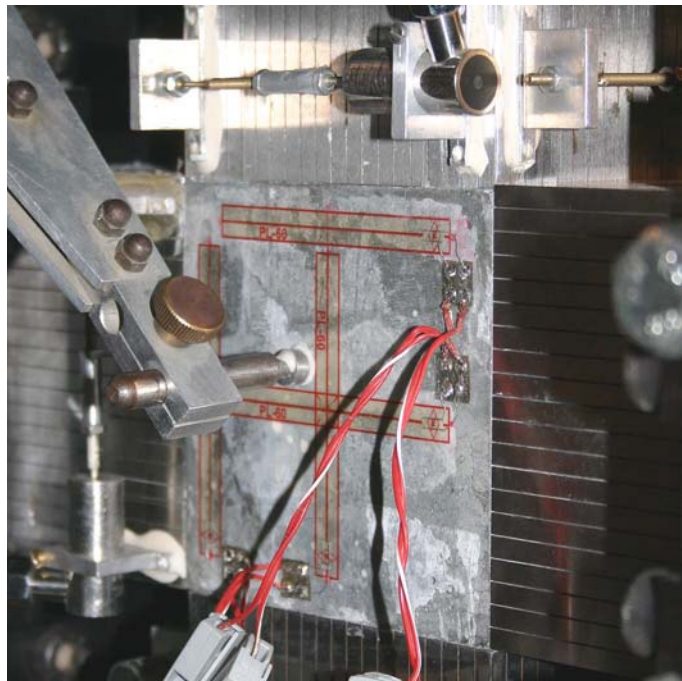


Bild 4-5 Prüfraum der Triaxial-Prüfmaschine für zweiaxiale Druckversuche

Als Lasteinleitungsmittel werden Bürsten benutzt. Im Zuge der zweiaxialen Versuche wurden spezielle Belastungsbürsten für die Prüfung von ultrahochfestem Beton mit Mitteln der DFG angeschafft. Diese bestehen aus Maraging-Stahl und sind damit in der Lage, Spannungen von 2.100 MN/m² aufzunehmen, was für Stähle dieser Geometrie die Grenze des technisch Möglichen darstellt. Bei den dreiaxialen Versuchen werden Borstenkopfauslenkungen bis zu 1,5 mm erwartet. Diese Schiefstellung führt zu großen Momenten am Stützenfuß, so dass die zusätzlich ertragbare Längskraft begrenzt ist, umgerechnet auf die Spannung im Beton entspricht dies etwa 400 N/mm². Die einzelnen Borsten werden durch das Drahterosionsverfahren aus einem vollen Block herausgearbeitet. Damit wird der erforderliche Abstand von 0,25 mm zwischen den Borsten präzise eingehalten und am Bürstenfuß ist der größtmögliche Einspanngrad gewährleistet.

Die Dehnungen werden sowohl direkt als auch indirekt gemessen. Bei den ein- und zweiaxialen Belastungen sind die Vorder- und Rückseite der Probe sichtbar. Bei diesen Versuchen wird die Dehnung über Dehnmessstreifen direkt auf den freien Oberflächen gemessen bzw. über einen Messbügel die Relativverschiebung zwischen den beiden Oberflächen erfasst (Bild 4-5). Alternativ dazu kommt auch die messmarkenbasierte Photogrammetrie zum Einsatz, die im Gegensatz zu der diskreten Messung mit DMS und Wegaufnehmer eine flächige Erfassung der Dehnungen erlaubt. Bei den ein- und zweiaxialen Versuchen wird die Dehnung zusätzlich und bei den dreiaxialen Versuchen ausschließlich indirekt über die Verformung der Bürsten gemessen. Über den Ansatz einer Knickfigur wird die Verformung der Bürste auf die des Probekörpers umgerechnet.

4.2.2 Untersuchte Spannungsverhältnisse

Zunächst wurde das Verhalten von M2Q unter proportionaler Laststeigerung untersucht, wobei das Spannungsverhältnis σ_2/σ_1 in konstanten Schritten von 0,2 bis zum Verhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ gesteigert wurde. Dabei wurden zwei Probleme festgestellt. Zum einen ist der Abstand auf der Bruchkurve zwischen der einaxialen Festigkeit und dem kleinsten zweiaxialen Spannungsverhältnis überproportional groß. Zum anderen zeigte M2Q ein anisotropes Verhalten. Daraufhin wurde das Versuchsprogramm um das Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0,05$ sowie ausgewählte Spannungsverhältnisse mit $\sigma_2 > \sigma_1$ erweitert.

Für alle anderen Betone wurde ebenfalls der gesamte Druck-Druck-Quadrant untersucht. Die Spannungsverhältnisse wurden so gewählt, dass sich die Richtung der resultierenden Vergleichsspannung in konstanten Gradschritten ändert. Für B4Q sind es jeweils 9°, für alle anderen Betone 15°. Es werden in der Regel drei Probekörper je Spannungsverhältnis untersucht. Für die einaxialen Festigkeiten, die als Bezugsfestigkeiten dienen, sowie für die Festigkeit unter $\sigma_2/\sigma_1 = 1$, bei der der Festigkeitszuwachs erwartungsgemäß am niedrigsten ist, werden sechs Einzelversuche durchgeführt, um diese Versuchswerte zumindest ansatzweise statistisch abzusichern. Das gesamte Versuchsprogramm wird in Tabelle 4-3 zusammengestellt.

Tabelle 4-3: Untersuchte Spannungsverhältnisse, Anzahl der Einzelversuche

Spannungsverhältnis σ_2/σ_1		M2Q	B4Q	B4Q-AC	B4Q-oF ¹⁾	B4Q-BS ²⁾	Ductal® ²⁾
	\angle						
0,000 / 1,000	0,0°	8	6	6	6	6	6
0,050 / 1,000	2,9°	4					
0,158 / 1,000	9,0°		3				
0,200 / 1,000	11,3°	7					
0,268 / 1,000	15,0°			3	3	3	3
0,325 / 1,000	18,0°		3				
0,400 / 1,000	21,8°	4					
0,510 / 1,000	27,0°		3				
0,577 / 1,000	30,0°			3	3	3	3
0,600 / 1,000	31,0°	4					
0,727 / 1,000	36,0°		3				
0,800 / 1,000	38,7°	4					
1,000 / 1,000	45,0°	9	6	6	6	6	6
1,000 / 0,727	54,0°		3				
1,000 / 0,600	59,0°	4					
1,000 / 0,577	60,0°			3	3	3	3
1,000 / 0,510	63,0°		3				
1,000 / 0,325	72,0°		3				
1,000 / 0,268	75,0°			3	3	3	3
1,000 / 0,200	78,7°	10					
1,000 / 0,158	81,0°		3				
0,000 / 1,000	90,0°	5	6	6	6	6	6
Summe		59	42	30	30	30	30

1) Versuche laufen zur Zeit

2) Geplante Versuche

5 Zweiaxiale Festigkeit

5.1 Darstellung der Versuchsergebnisse

Zum jetzigen Zeitpunkt liegen die Versuchsergebnisse für drei Betone vor. Die Mittelwerte können Tabelle 5-1, die Einzelwerte dem Anhang B entnommen werden.

Tabelle 5-1: Festigkeiten unter zweiaxialer Druckbelastung, Mittelwerte

Spannungsverhältnis σ_2/σ_1		σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1/f_c' [-]	σ_2/f_c' [-]	Anzahl Versuche	v [%]
		\angle					
M2Q		$f_c' = 156,4 \text{ N/mm}^2$					
0,00 / 1,00	0,0°	151,02	0,00	0,97	0,00	8	6,20
0,05 / 1,00	2,9°	174,46	8,72	1,12	0,06	4	2,52
0,20 / 1,00	11,3°	185,82	37,16	1,19	0,24	7	3,28
0,40 / 1,00	21,8°	187,15	74,86	1,20	0,48	4	1,75
0,60 / 1,00	31,0°	187,72	112,63	1,20	0,72	4	2,51
0,80 / 1,00	38,7°	181,62	145,30	1,16	0,93	4	1,91
1,00 / 1,00	45,0°	171,77	171,77	1,10	1,10	9	4,46
1,00 / 0,60	59,0°	107,88	179,81	0,69	1,15	4	1,60
1,00 / 0,20	78,7°	35,85	179,24	0,23	1,15	10	5,57
0,00 / 1,00	90,0°	0,00	167,14	0,00	1,07	5	4,88
B4Q		$f_c' = 169,83 \text{ N/mm}^2$					
0,000 / 1,000	0°	168,20	0,00	0,99	0,00	6	3,41
0,158 / 1,000	9°	196,31	31,09	1,16	0,18	3	3,36
0,325 / 1,000	18°	202,49	65,79	1,19	0,39	3	3,52
0,510 / 1,000	27°	208,68	106,32	1,23	0,63	3	2,66
0,727 / 1,000	36°	194,23	141,11	1,14	0,83	3	2,18
1,000 / 1,000	45°	181,42	181,42	1,07	1,07	6	2,20
1,000 / 0,727	54°	142,55	196,22	0,84	1,16	3	1,97
1,000 / 0,510	63°	100,04	196,34	0,59	1,16	3	2,88
1,000 / 0,325	72°	65,26	200,86	0,38	1,18	3	2,27
1,000 / 0,158	81°	30,04	189,64	0,18	1,12	3	2,92
0,000 / 1,000	90°	0,00	173,08	0,00	1,02	6	2,51
B4Q-AC		$f_c' = 179,89 \text{ N/mm}^2$					
0,000 / 1,000	0°	179,50	0,00	1,00	0,00	6	1,35
0,268 / 1,000	15°	204,73	54,86	1,14	0,30	3	0,78
0,577 / 1,000	30°	204,78	118,23	1,14	0,66	3	2,74
1,000 / 1,000	45°	177,79	177,79	0,99	0,99	6	2,44
1,000 / 0,577	60°	116,83	202,35	0,65	1,12	3	0,87
1,000 / 0,268	75°	54,22	202,34	0,30	1,12	3	0,93
0,000 / 1,000	90°	0,00	180,65	0,00	1,00	6	2,38

Zunächst fällt auf, dass M2Q ein deutlich anisotropes Verhalten zeigt, während die Grobkornmischungen B4Q und B4Q-AC sich nahezu isotrop verhalten. Ursache dafür ist die ungleichmäßige Orientierung der Stahlfasern. Diese haben die Tendenz, sich während des Verdichtens horizontal auszurichten. Unsere Beobachtungen zeigen, dass dieses

„Umorientieren“ der Fasern durch die Grobzuschläge behindert wird, besonders bei den längeren Fasern des B4Q-AC. Ausführlichere Aussagen dazu werden im Abschnitt 6.2.1 getroffen.

Als Bezugsfestigkeit bei der Auswertung der zweiaxialen Druckversuche wird eine gemittelte einaxiale Festigkeit verwendet. In diese geht σ_2 (in Betonierrichtung) einfach ein und σ_1 (quer zur Betonierrichtung) doppelt, da sie gleichzeitig in der dritten Raumrichtung vorliegt.

Im Bild 5-1 und im Bild 5-2 werden die Bruchwerte gegenüber gestellt. Die Festigkeiten des B4Q liegen generell höher als die des M2Q. Ursache hierfür ist der Grobzuschlag aus hochfestem Basalt. Die Gestalt der Bruchkurve ist prinzipiell die gleiche, was sich besonders deutlich in der normierten Darstellung zeigt. Im Rahmen der üblichen Streubreite sind keine Unterschiede zwischen diesen beiden Betonen zu erkennen. Bei ähnlichen Matrixeigenschaften ist die Gestalt der Bruchkurve somit hauptsächlich vom Fasergehalt und von der Fasergeometrie abhängig, welche bei den beiden Referenzbetonen identisch sind.

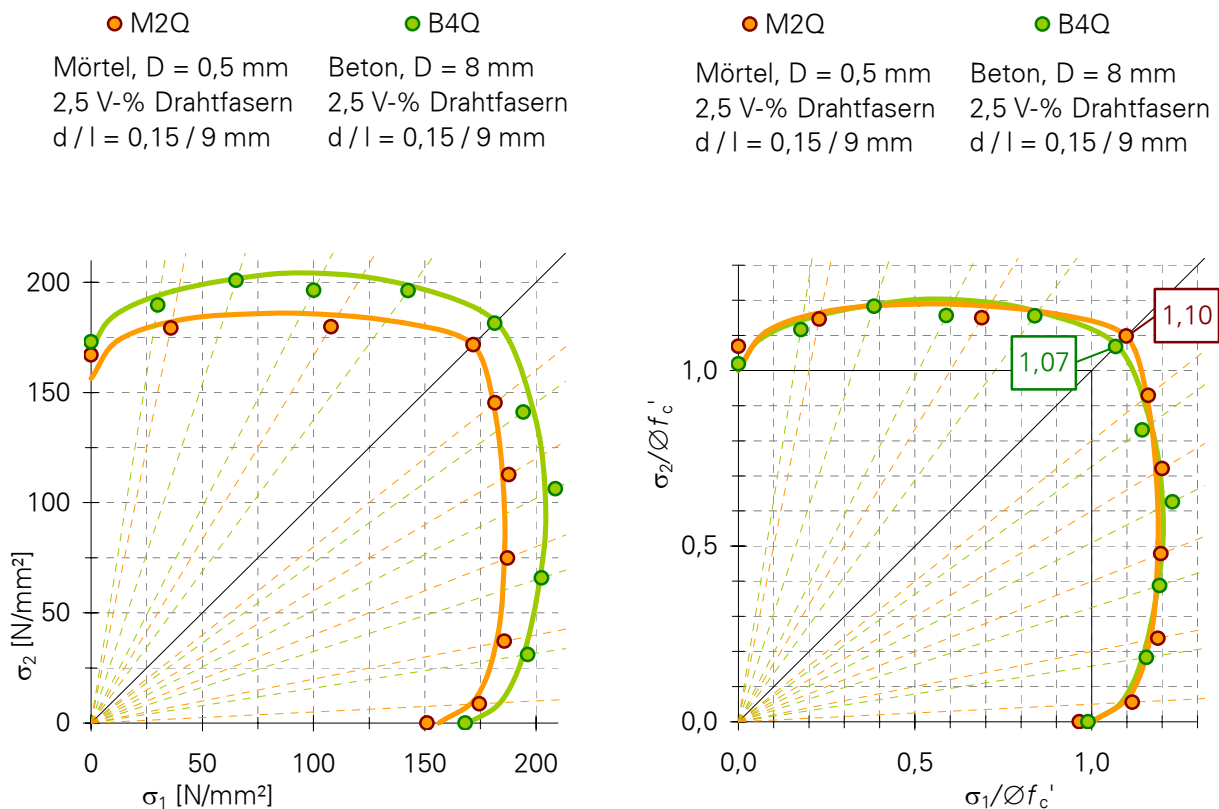


Bild 5-1: Festigkeiten unter zweiaxialer Belastung; M2Q und B4Q;
links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte

Bei den beiden Betonen mit Grobzuschlag sind Fasergehalt und Fasergeometrie nicht identisch. B4Q enthält 2,5 V-% kurze Drahtfasern ($d/l = 0,15/9$ mm), B4Q-AC nur 0,9 V-%, dafür aber etwas längere Drahtfasern ($d/l = 0,15/17$ mm). Die Fasern wurden mit dem Ziel modifiziert, bei geringerem Fasergehalt ein analoges einaxiales Tragverhalten zu erzielen. In unseren Versuchen war die Festigkeit von B4Q-AC mit dem geringeren Fasergehalt rund 10 N/mm² höher als bei B4Q (Bild 5-2), wobei beide Betone gleichermaßen spröde versagten. Unter zweiaxialer Beanspruchung wiesen beide Betone die gleiche Festigkeit auf, wobei sich B4Q mit dem höheren Fasergehalt duktiler verhält als B4Q-AC. Das sprödere

Verhalten von B4Q-AC führt dazu, dass der Festigkeitszuwachs gegenüber der einaxialen Festigkeit sehr gering ausfällt. Betrachtet man die normierte Darstellung, wird bei dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ lediglich die einaxiale Festigkeit erreicht.

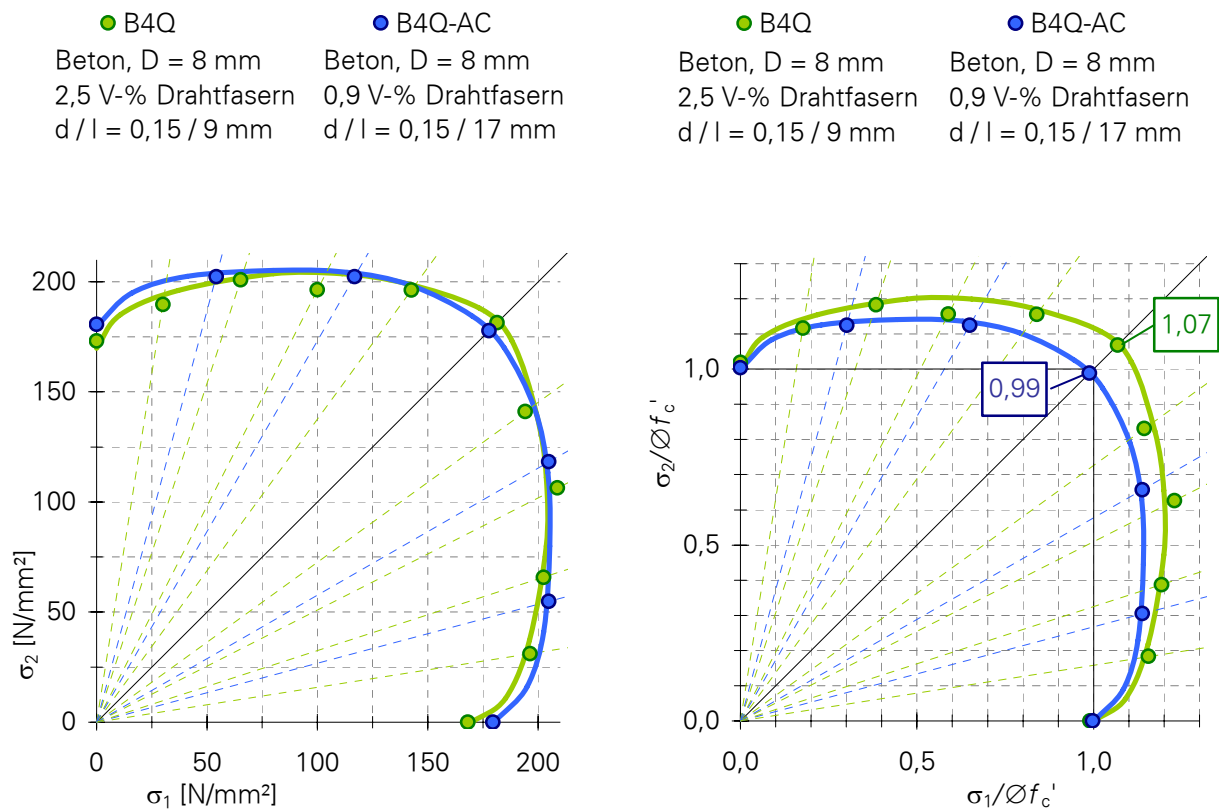


Bild 5-2: Festigkeiten unter zweiaxialer Belastung; B4Q und B4Q-AC; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte

Bei ultrahochfestem Beton ohne Fasern ist somit zu befürchten, dass die zweiaxiale Festigkeit unter die einaxiale Festigkeit sinkt. Bei der Bemessung werden zweiaxiale Druckspannungszustände aber in der Regel auf einaxiale zurückgeführt, da bisher von einer Festigkeitssteigerung ausgegangen werden konnte. Die Versuche an einem B4Q ohne Fasern laufen zurzeit noch. Ergebnisse können [47] entnommen werden.

5.2 Beschreibung der Bruchkurve

5.2.1 Bruchkriterium nach Tsai/Wu

Das Bruchkriterium nach Tsai/Wu [49] berücksichtigt richtungsabhängige Druck- und Zugfestigkeiten. Damit ist es geeignet, das Materialverhalten von anisotropen Werkstoffen zu beschreiben. Häufig wird dieses Kriterium benutzt, um das Verhalten von Holz oder lagenweise aufgebauten Verbundwerkstoffen zu beschreiben. Das Kriterium wird an den einaxialen Druck- und Zugfestigkeiten kalibriert und trifft diese genau. Für den zweiaxialen Fall ergibt sich eine beliebig orientierte Ellipse.

In Gleichung (5-1) wird die allgemeine Form des Kriteriums dargestellt. In Abhängigkeit vom vorherrschenden Spannungszustand wird eine Spannungsintensität errechnet, die auf der Bruchkurve den Wert eins erreicht. Neben den einaxialen Druck- und Zugfestigkeiten

bestimmen die Kopplungsfaktoren zwischen den einzelnen Richtungen die Gestalt der Bruchkurve.

$$\zeta_3 = A + B \quad (5-1)$$

mit ζ_3 = Spannungsintensität; auf Bruchkurve $\zeta_3 = 1$

$$A = -\frac{(\sigma_1)^2}{\sigma_{1t}^f \cdot \sigma_{1c}^f} - \frac{(\sigma_2)^2}{\sigma_{2t}^f \cdot \sigma_{2c}^f} - \frac{(\sigma_3)^2}{\sigma_{3t}^f \cdot \sigma_{3c}^f} + \frac{(\tau_{12})^2}{(\tau_{12}^f)^2} + \frac{(\tau_{23})^2}{(\tau_{23}^f)^2} + \frac{(\tau_{13})^2}{(\tau_{13}^f)^2}$$

$$+ \frac{C_{12} \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2}{\sqrt{\sigma_{1t}^f \cdot \sigma_{1c}^f \cdot \sigma_{2t}^f \cdot \sigma_{2c}^f}} + \frac{C_{23} \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3}{\sqrt{\sigma_{2t}^f \cdot \sigma_{2c}^f \cdot \sigma_{3t}^f \cdot \sigma_{3c}^f}} + \frac{C_{13} \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_3}{\sqrt{\sigma_{1t}^f \cdot \sigma_{1c}^f \cdot \sigma_{3t}^f \cdot \sigma_{3c}^f}}$$

$$B = \left(\frac{1}{\sigma_{1t}^f} + \frac{1}{\sigma_{1c}^f} \right) \sigma_1 + \left(\frac{1}{\sigma_{2t}^f} + \frac{1}{\sigma_{2c}^f} \right) \sigma_2 + \left(\frac{1}{\sigma_{3t}^f} + \frac{1}{\sigma_{3c}^f} \right) \sigma_3$$

σ_{ij}^f = einaxiale Festigkeit

C_{ik} = Kopplungsfaktor zwischen den Richtungen

$i, k = 1, 2, 3$ Richtung

$j = c, t$ Druck (compression), Zug (tension)

Das Kriterium soll auf den anisotropen Beton M2Q angewandt werden. Bei der vorliegenden transversalen Isotropie ist $\sigma_{1t}^f = \sigma_{3t}^f$ und $\sigma_{1c}^f = \sigma_{3c}^f$. Außerdem sind die Schubspannungen bei den betrachteten Versuchen vernachlässigbar gering und im zweiaxialen Fall $\sigma_3 = 0$. Die allgemeine Gleichung für die Bruchkurve lautet somit

$$1 = -\frac{(\sigma_1)^2}{\sigma_{1t}^f \cdot \sigma_{1c}^f} - \frac{(\sigma_2)^2}{\sigma_{2t}^f \cdot \sigma_{2c}^f} + \frac{C_{12} \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2}{\sqrt{\sigma_{1t}^f \cdot \sigma_{1c}^f \cdot \sigma_{2t}^f \cdot \sigma_{2c}^f}} + \left(\frac{1}{\sigma_{1t}^f} + \frac{1}{\sigma_{1c}^f} \right) \sigma_1 + \left(\frac{1}{\sigma_{2t}^f} + \frac{1}{\sigma_{2c}^f} \right) \sigma_2. \quad (5-2)$$

Die Druckfestigkeiten in den Richtungen eins und zwei wurden explizit bestimmt und unterscheiden sich um rund 10 %. Für die Zugfestigkeiten liegen keine gesicherten Ergebnisse vor. Vorversuche ergaben eine Größenordnung von 10 bis 20 N/mm², wobei die Zugfestigkeit in Richtung 2 nur etwa ½ bis ¾ der Zugfestigkeit in Richtung 1 beträgt.

Im Bild 5-3 wird der Einfluss der einzelnen Parameter auf die Form der Bruchkurve veranschaulicht. So ändert sich mit dem Verhältnis der Zugfestigkeiten (bei nahezu gleichen Druckfestigkeiten) die Form von kreisrund bis hin zu achsenparallelen Ellipsen (Bild 5-3 a)). Ändert sich bei gleichem Verhältnis die Größe der Zugfestigkeit, bleibt die prinzipielle Form erhalten. Die Bruchkurve wird ebenfalls etwas größer bzw. kleiner und in die Richtung der geänderten Zugfestigkeit verschoben (Bild 5-3 b)). Durch die Wahl des Kopplungsfaktors kann die Hüllkurve – im isotropen Fall genau entlang der $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse – gestaucht oder gestreckt und somit dem Materialverhalten angepasst werden. Bei allen untersuchten Betonen liegt der Kopplungsfaktor C_{12} zwischen -0,3 und 0.

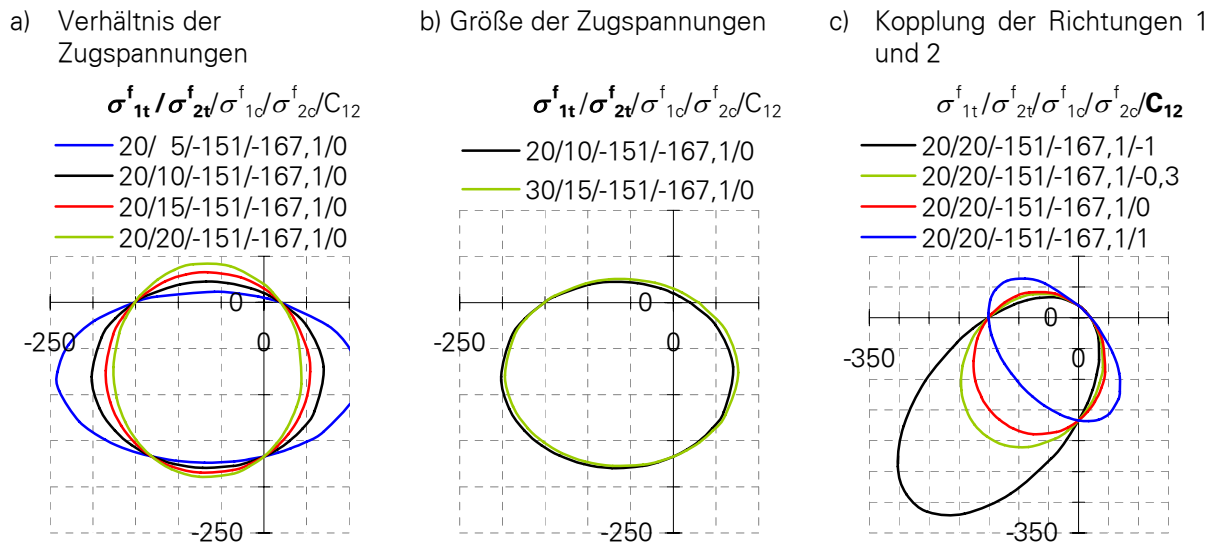


Bild 5-3: Tsai-Wu-Kriterium

Nachteil dieses Verfahrens ist, dass die Druck-Zug-Festigkeit des Betons überschätzt wird.

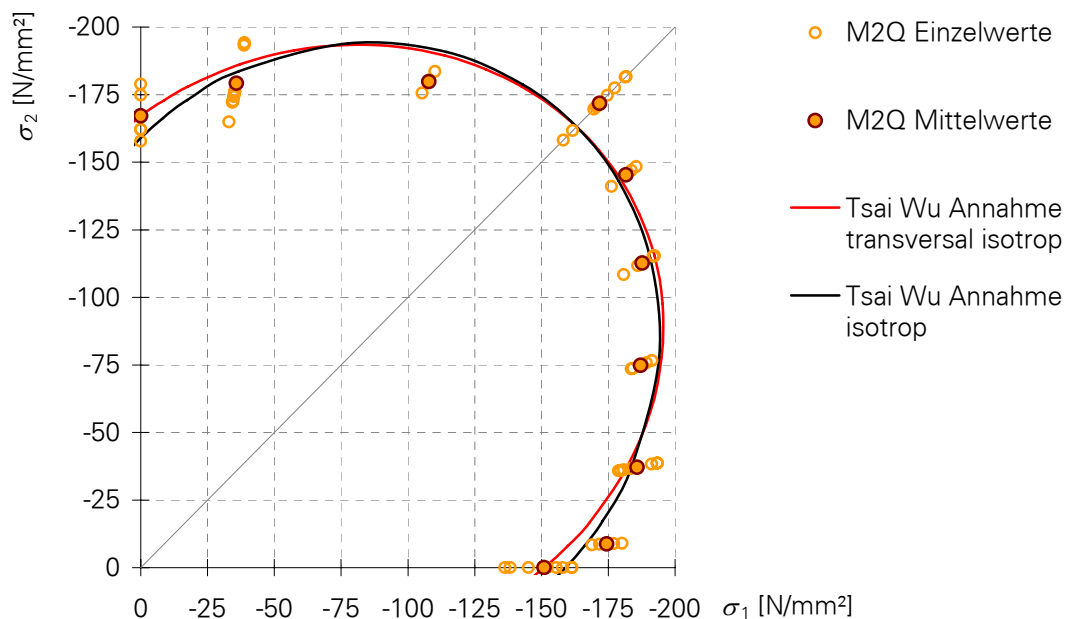


Bild 5-4: Anpassung des Tsai-Wu-Kriteriums für M2Q

Im Bild 5-4 wird das für M2Q angepasste Kriterium den Bruchwerten gegenüber gestellt. Die einaxialen Festigkeiten werden exakt getroffen. Im zweiaxialen Bereich verläuft das Kriterium wesentlich völliger als die Versuchswerte. Wird als Anpassungskriterium die mittlere Abweichung über alle Spannungsverhältnisse minimiert, wird vor allem die Festigkeit bei $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ unterschätzt. Die maximale Differenz beträgt 8,3 %. Im zweiaxialen Bereich wird die Abweichung sogar etwas geringer (6,1 %), wenn bei der Anwendung des Kriteriums von einem isotropen Verhalten ausgegangen wird. Die einaxialen Festigkeiten werden selbstredend nicht mehr exakt getroffen (± 5 %).

 σ_2

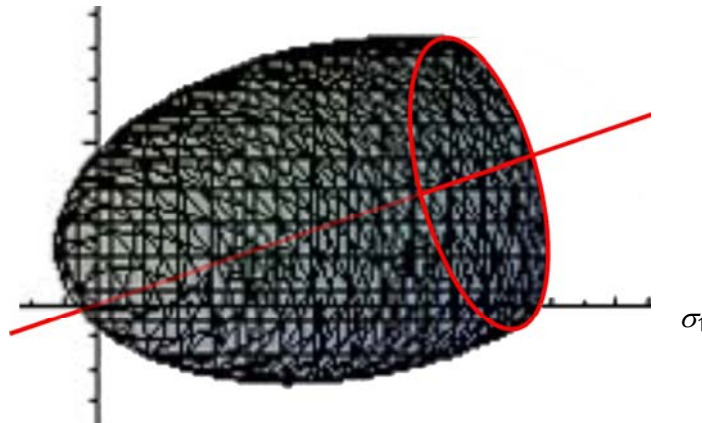


Bild 5-5: Bruchkriterium nach Tsai/Wu für dreiaxiale Spannungszustände

Für dreiaxiale Beanspruchungen ist eine Beschreibung mit diesem Kriterium nicht optimal (Bild 5-5). Im dreiaxialen Druckbereich schließt sich die Bruchkurve wieder, während beim Beton von einer sich weiter öffnenden Bruchkurve ausgegangen wird. Eine endgültige Beurteilung, ob die Übereinstimmung zumindest im Bereich kleiner Oktaedernormalspannungen noch hinreichend genau ist, kann erst anhand der dreiaxialen Versuchsergebnisse erfolgen. Nach jetzigem Erkenntnisstand erscheint es sinnvoller, die für isotropen Beton vorhandenen Bruchkriterien an die Besonderheiten von UHPC anzupassen und die geringfügige Anisotropie in den Festigkeiten zu vernachlässigen.

5.2.2 Bruchkriterium nach OTTOSEN

OTTOSEN [36] benutzt zur Kalibrierung seines Bruchkriteriums vier physikalische Parameter. Die Meridiane werden durch Parabeln beschrieben, welche sich in Richtung des steigenden hydrostatischen Druckes öffnen. Die Polfigur ist konvex und außer im Scheitelpunkt stetig. In der Π -Ebene wechselt die Gestalt der Polfigur von nahezu dreieckig im Bereich niedriger Oktaedernormalspannung zu nahezu kreisförmig bei steigendem hydrostatischem Druck.

Zur Beschreibung der Bruchfigur verwendet OTTOSEN die lineare Invariante des Spannungstensors und die quadratische Invariante des deviatorischen Spannungstensors. Ein Versagen tritt demnach ein, wenn die Ungleichung (5-3) nicht mehr erfüllt ist.

$$A \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} \leq 1 \quad (5-3)$$

Der Beiwert λ wird in Abhängigkeit vom Winkel Θ definiert.

$$\cos(3 \cdot \Theta) \geq 0: \quad \lambda = K_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2 \cdot \cos(3 \cdot \Theta)) \right] \quad (5-4)$$

$$\cos(3 \cdot \Theta) \leq 0: \quad \lambda = K_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(-K_2 \cdot \cos(3 \cdot \Theta)) \right] \quad (5-5)$$

Damit ergeben sich für die Meridiane folgende Beziehungen.

$$\text{Zugmeridian } (\Theta = 0^\circ, \lambda = \lambda_t): \quad \lambda_t = K_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2) \right] \quad (5-6)$$

$$\text{Druckmeridian } (\Theta = 60^\circ, \lambda = \lambda_c): \quad \lambda_c = K_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2) \right] \quad (5-7)$$

Zur Kalibrierung werden die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit, die zweiaxiale Druckfestigkeit und ein Wert auf dem Druckmeridian verwendet, mit denen folgende Beiwerte ermittelt werden können:

$$H = -\frac{\sqrt{2} \cdot x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \quad \text{mit} \quad k = \frac{f_{ct}}{|f_c|} \quad \text{und} \quad f_{2c} = \frac{f_{cc}}{|f_c|} \quad (5-8)$$

$$x = \frac{\sigma_o}{|f_c|} \quad \text{und} \quad y = \frac{\tau_o}{|f_c|}.$$

Die vier Parameter A, B, K₁ und K₂, die alle positiv sind, können mit den folgenden Gleichungen (5-9) bis (5-15) bestimmt werden:

$$B = \frac{\sqrt{2} - \frac{3 \cdot y}{k \cdot |f_{2c}|}}{H - \frac{9 \cdot y}{|f_{2c}| - k}} \quad (5-9)$$

$$A = \frac{H \cdot B - \sqrt{2}}{y} \quad (5-10)$$

$$\lambda_c = \left(1 - \frac{H}{3 \cdot y} \right) \cdot \sqrt{3} \cdot B + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (5-11)$$

$$\lambda_t = \left(2 \cdot \sqrt{3} - \frac{|f_{2c}| \cdot H}{\sqrt{3} \cdot y} \right) \cdot B + \frac{\sqrt{3}}{|f_{2c}|} + \frac{\sqrt{2} \cdot |f_{2c}|}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (5-12)$$

$$\frac{\lambda_c}{\lambda_t} = \frac{\cos \left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2) \right)}{\cos \left(\frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2) \right)} \quad (5-13)$$

$$K_2 = \cos \left[3 \cdot \arctan \left(\frac{2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1}{\sqrt{3}} \right) \right] \quad \text{mit } 0 \leq K_2 \leq 1 \quad (5-14)$$

$$K_1 = \frac{\lambda_c}{\cos \left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(K_2) \right)}. \quad (5-15)$$

Zur Kalibrierung werden die ein- und zweiaxiale Festigkeit verwendet, die in der Triaxialmaschine ermittelt wurden. Für die Mischung M2Q stehen aus Tastversuchen auch Bruchwerte auf dem Druckmeridian zur Verfügung [37]. Die zentrische Zugfestigkeit wurde mit 50 % der Biegezugfestigkeit eines Mörtelprismas abgeschätzt. Die Parameter ergeben sich somit zu $A = 2,247$, $B = 3,422$; $K_1 = 12,01$ und $K_2 = 0,9947$. Im Bild 5-6 wird das Kriterium den Versuchswerten gegenüber gestellt. Ein- und zweiaxiale Festigkeit werden exakt getroffen. Für die meisten Spannungsverhältnisse wird die Tragfähigkeit überschätzt. Die Abweichung liegt bei maximal 9,9 %.

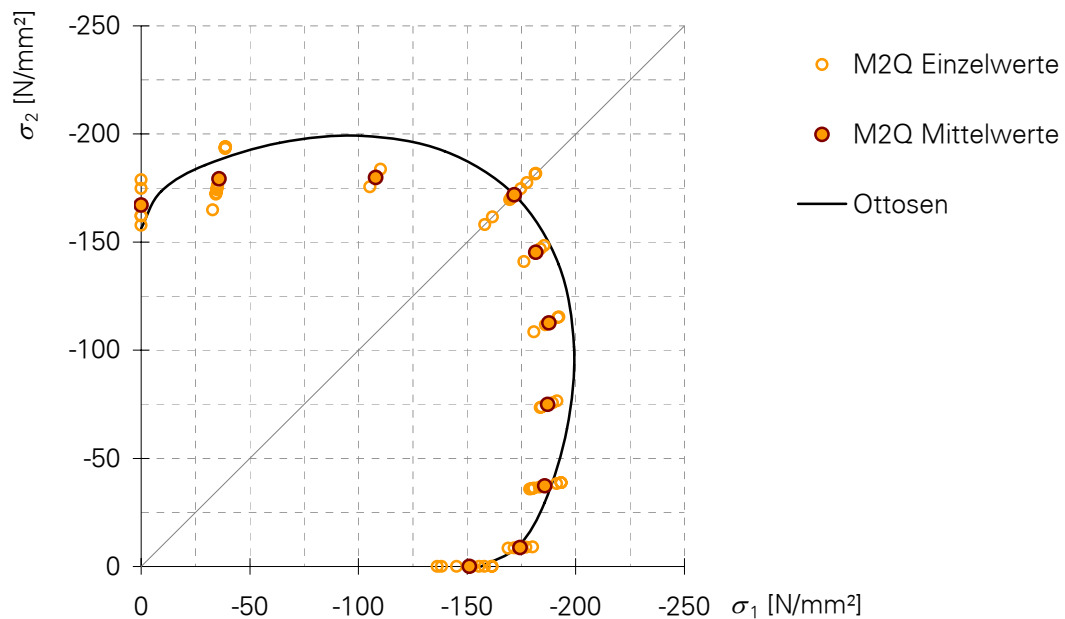


Bild 5-6: Anpassung des Kriteriums nach OTTOSEN für M2Q

Eine Kalibrierung des Kriteriums für die anderen Betone ist erst möglich, wenn bei dreiaxialen Versuchen ein Wert auf dem Druckmeridian ermittelt wurde.

5.2.3 Bruchkriterium nach DAHL

DAHL [11] modifizierte das Bruchkriterium von OTTOSEN anhand von Versuchsergebnissen, die bei der dreiaxialen Untersuchung von Betonen mit einaxialen Festigkeiten von 10 bis 110 N/mm² in der Triaxialzelle gewonnen wurden. Die Modifikation bezog sich einerseits auf eine Anpassung an Betone mit höherer Festigkeit. Andererseits wurden die Parameter zur Kalibrierung des Bruchkriteriums reduziert, so dass lediglich die einaxiale Druckfestigkeit die Form der Hüllkurve bestimmt. Dabei gehen das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit bzw. zwischen zweiaxialer und einaxialer Druckfestigkeit als Konstanten entsprechend der Gleichungen (5-16) und (5-17) in das Bruchkriterium ein.

$$\frac{f_{ct}}{|f_c|} = 0,10 \quad (5-16)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1,16 \quad (5-17)$$

Für die Parameter A , B , K_1 und K_2 ermittelte DAHL anhand seiner Versuchsergebnisse eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchswerten und Bruchkriterium, wenn diese nach folgenden parabolischen Ansätzen in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit bestimmt werden. Zur Regression wurden dabei ausschließlich Werte auf dem Druckmeridian verwendet.

$$A = -1,66 \cdot x^2 + 3,49 \cdot x + 0,73 \quad (5-18)$$

$$B = -0,19 \cdot x^2 + 0,41 \cdot x + 3,13 \quad (5-19)$$

$$K_1 = 0,46 \cdot x^2 - 0,97 \cdot x + 11,89 \quad (5-20)$$

$$K_2 = -0,02 \cdot x^2 + 0,04 \cdot x + 0,974 \quad (5-21)$$

$$\text{mit } x = \left| \frac{f_c^{[N/mm^2]}}{100} \right| \quad (5-22)$$

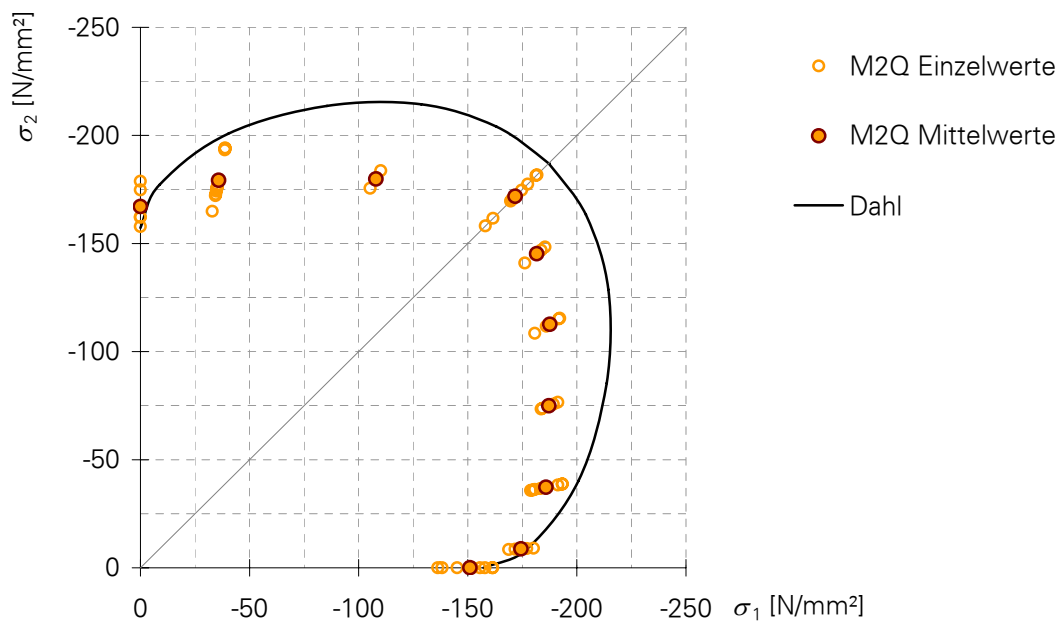


Bild 5-7: Kriterium nach DAHL für M2Q

Die zweiaxiale Festigkeit übersteigt bei dem Kriterium nach DAHL die einaxiale um 16 %. Dies ist jedoch wesentlich mehr, als bei den Versuchen gemessen wurde, Bild 5-7 und Bild 5-8. Auch alle anderen zweiaxialen Spannungsverhältnisse werden deutlich überschätzt. Die Abweichungen betragen maximal 17 % bei M2Q, 18 % bei B4Q und 22 % bei B4Q-AC.

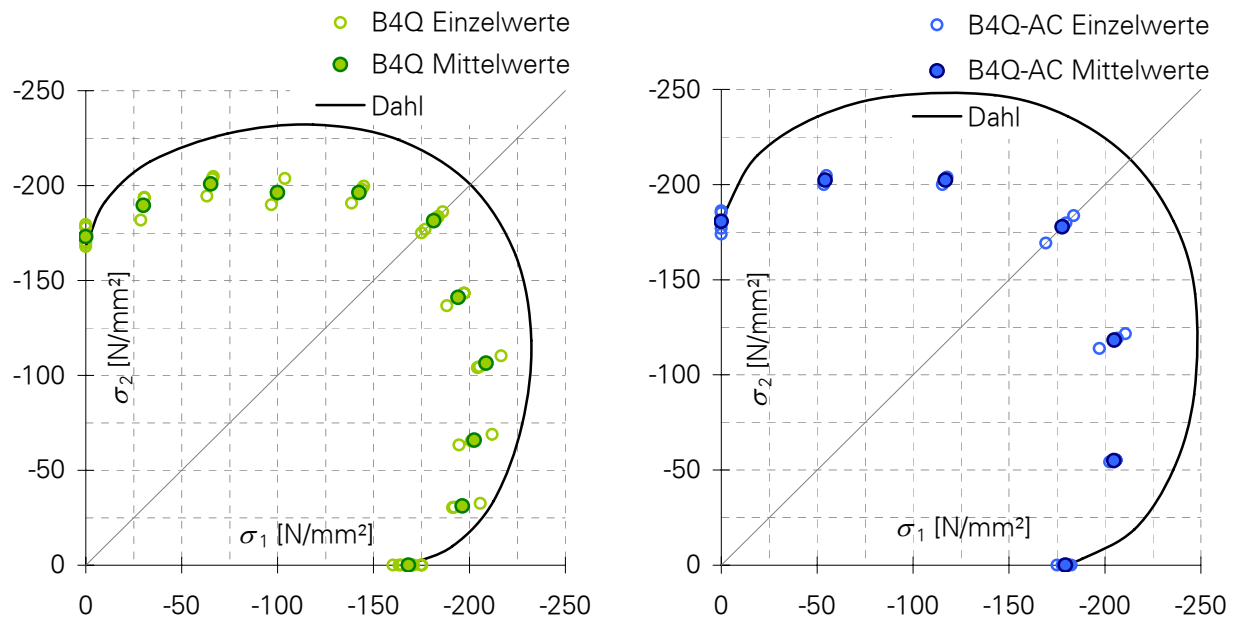


Bild 5-8: Kriterium nach DAHL für B4Q (links) und B4Q-AC (rechts)

5.2.4 Beurteilung der Bruchkriterien

Die Übereinstimmung mit den Versuchswerten war für das Kriterium nach TSAI/WU am besten. Allerdings ist dieses Kriterium für den Bereich mit Zugspannungen sowie den dreiaxialen Druckbereich mit größeren Oktaedernormalspannungen nicht in der Lage, das Verhalten von Beton wirklichkeitsnah abzubilden.

Das Kriterium nach OTTOSEN weist im zweiaxialen Druckbereich etwas größere Abweichungen auf, beschreibt dafür qualitativ das Betonverhalten besser. Die Differenzen sind mit unter 10 % noch vertretbar. Die dreiaxialen Versuche werden zeigen, ob das Kriterium auch für den dreiaxialen Druckbereich geeignet ist. Mit den dreiaxialen Ergebnissen kann auch eine wahrscheinlich erforderliche Anpassung des Kriteriums an UHPC vorgenommen werden. Die Modifikation von DAHL ist dagegen nicht in der Lage, das Verhalten von UHPC zu beschreiben. Nach jetzigem Erkenntnisstand kann somit das Kriterium nach OTTOSEN zur Anwendung empfohlen werden.

6 Spannungs-Dehnungs-Verhalten

6.1 Darstellung der Versuchswerte

Die Dehnungen wurden direkt auf den lastfreien Oberflächen mittels Dehnmessstreifen, indirekt über die Verformung der Belastungsbürsten und über einen Messbügel zwischen der lastfreien Vorder- und Rückseite gemessen. Die Anordnung der Verformungsmessstellen ist im Bild 2-2 und im Bild 4-5 dargestellt. Die Vorgehensweise bei der Umrechnung der Bürstenverformung auf die des Probekörpers sowie die bei dieser Messmethode erforderlichen Korrekturen werden ausführlich in CURBACH/SPECK [9] dargestellt.

Die für jede Richtung vorhandenen Verformungsmessstellen werden in Tabelle 6-1 zusammengestellt. Jede Dehnung – ε_1 , ε_2 und ε_3 – wird mit drei bis sechs Datensätzen erfasst. Die im Folgenden dargestellten Dehnungsverläufe stellen somit in der Regel Mittelwerte aus drei bis sechs Prüfkörpern mit je drei bis sechs Datensätzen für die einzelnen Dehnungen dar.

Tabelle 6-1: Übersicht über die Verformungsmessstellen

Spannungsverhältnis	Richtung	Dehnmessstreifen auf Vorder- und Rückseite	Induktive Wegaufnehmer an den Bürsten	Messbügel zwischen Vorder- und Rückseite	Anzahl Datensätze
einaxial	1, belastet	4	2	-	6
	2, frei	4	2	-	6
	3, frei	-	2	1	3
zwei axial	1, belastet	4	-	-	4
	2, belastet	4	2	-	6
	3, frei	-	2	1	3

In den folgenden Bildern sind die Spannungs-Dehnungs-Verläufe für M2Q (Bild 6-1), B4Q (Bild 6-2) und B4Q-AC (Bild 6-3) dargestellt.

Vergleicht man die ermittelten Stauchungen und Dehnungen, zeigen die Betone M2Q und B4Q-AC deutlich, dass der Verlauf der Dehnungen wesentlich duktiler ist als der Verlauf der Stauchungen. Bei B4Q wird dieses Verhalten überlagert durch die Tatsache, dass sich einige Betone unter mehraxialer Beanspruchung duktiler verhalten als unter einaxialer Belastung. Bei B4Q trifft das vor allem für die Spannungsverhältnisse nahe $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ (45°) zu. Für diese Spannungsverhältnisse weisen auch die Stauchungen einen leicht gekrümmten Verlauf vor dem Bruch und einen flachen Abfall nach dem Bruch auf.

B4Q-AC zeigt dagegen Stauchungen, die einem ideal linear-elastischen und spröden Verhalten entsprechen. Lediglich die Dehnungsverläufe weichen davon ab.

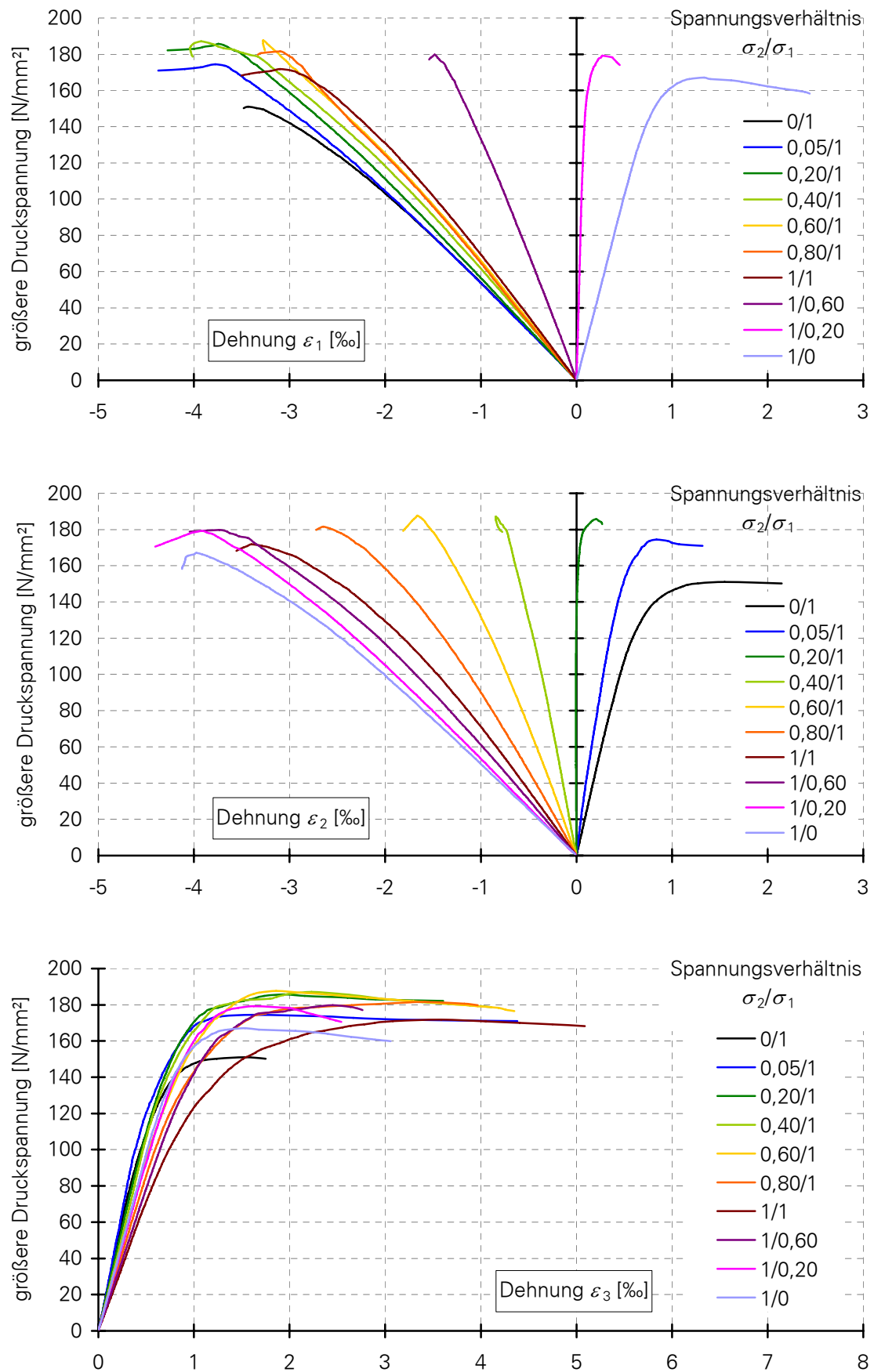


Bild 6-1: Spannungs-Dehnungs-Verläufe, M20

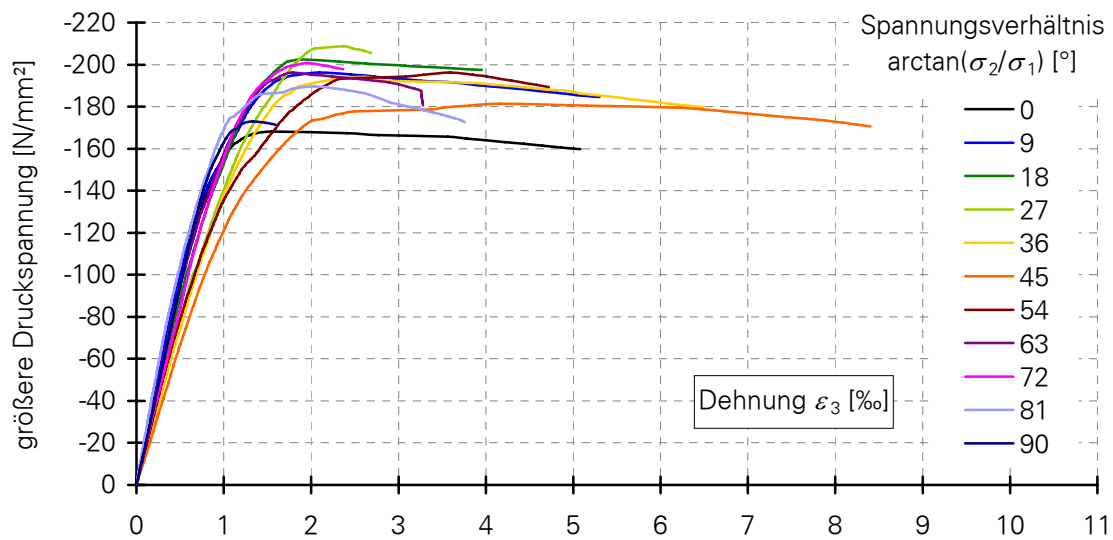
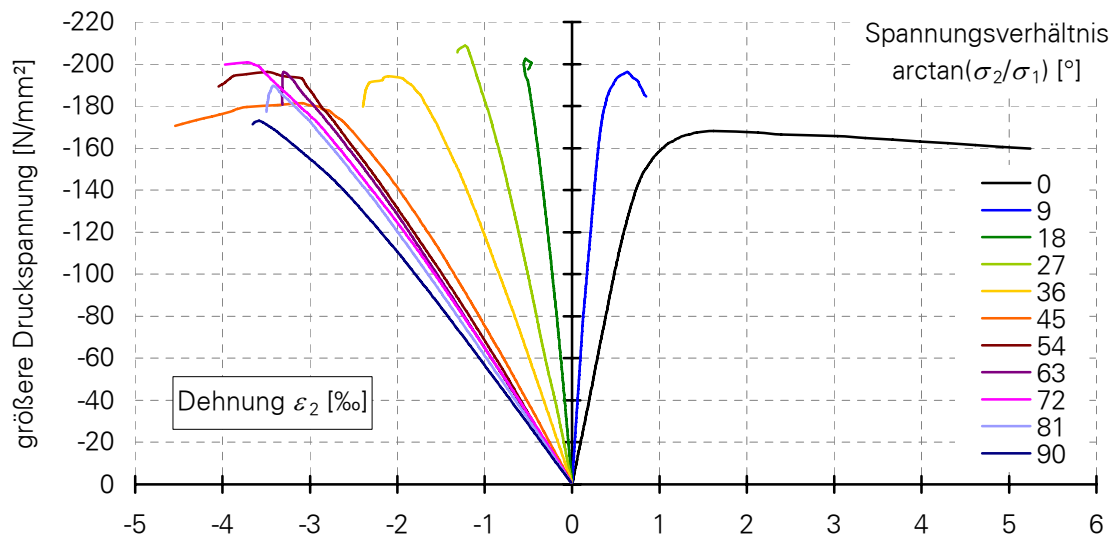
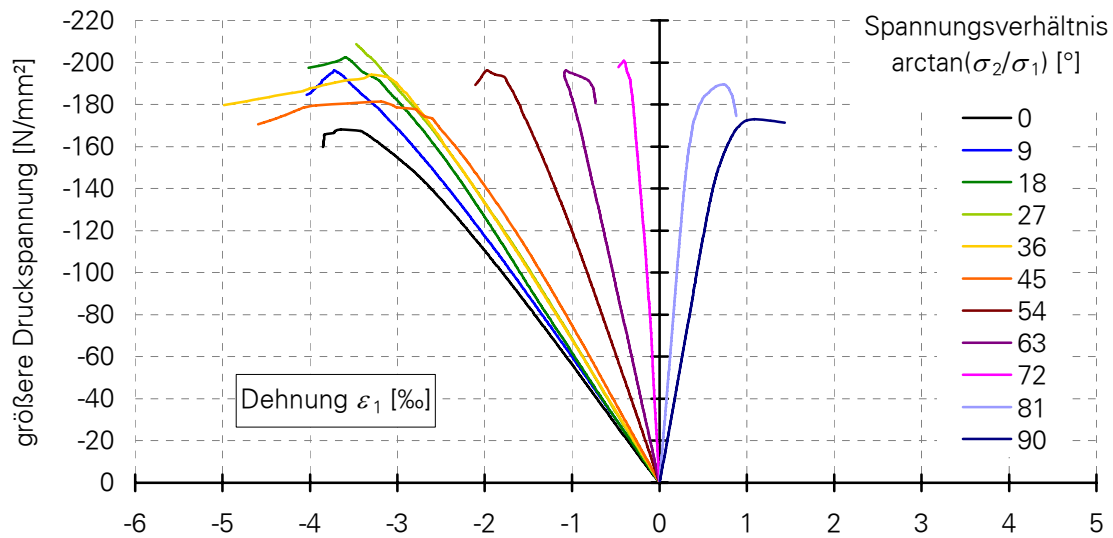


Bild 6-2: Spannungs-Dehnungs-Verläufe, B4Q

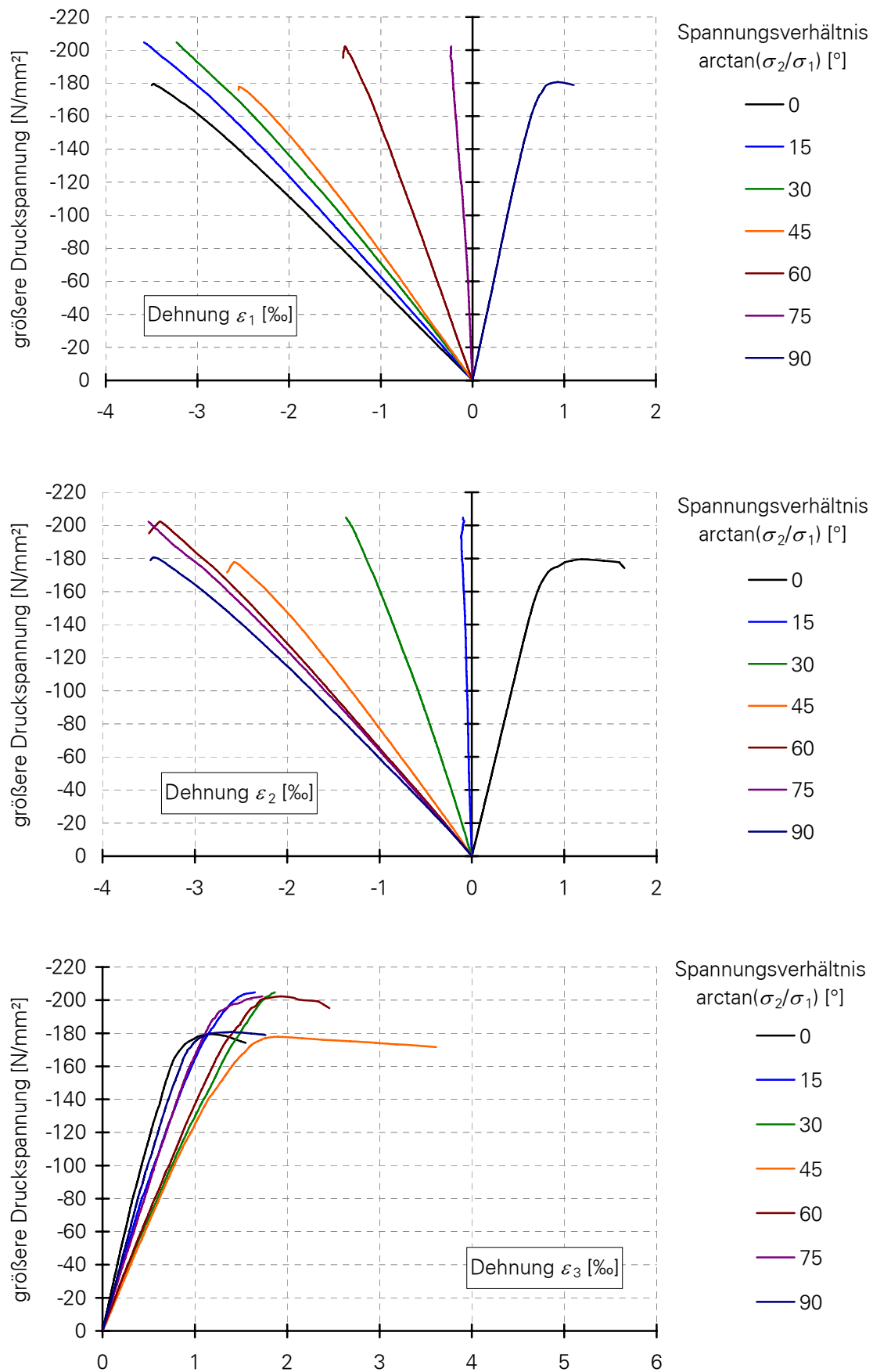


Bild 6-3: Spannungs-Dehnungs-Verläufe, B4Q-AC

Die Auswirkung der verschiedenen Faserarten und -gehalte zeigt Bild 6-4. Auf der linken Seite ist das Verhalten unter einaxialer Belastung dargestellt. Beide Betone – B4Q mit 2,5 V-% Fasern $\parallel d = 9 \text{ mm}/0,15 \text{ mm}$ und B4Q-AC mit 0,9 V-% Fasern $\parallel d = 17 \text{ mm}/0,15 \text{ mm}$ – zeigen bis zum Bruch prinzipiell das gleiche Verhalten. Auch das Nachbruchverhalten ist ähnlich, wobei der absteigende Ast bei B4Q etwas ausgeprägter ist. B4Q-AC zeigt unter zweiaxialer Belastung (rechte Seite des Bildes) das gleiche spröde Verhalten wie unter einaxialer Last. B4Q dagegen verhält sich unter diesem Spannungsverhältnis deutlich duktiler und erreicht auch eine höhere Festigkeit als unter einaxialer Belastung.

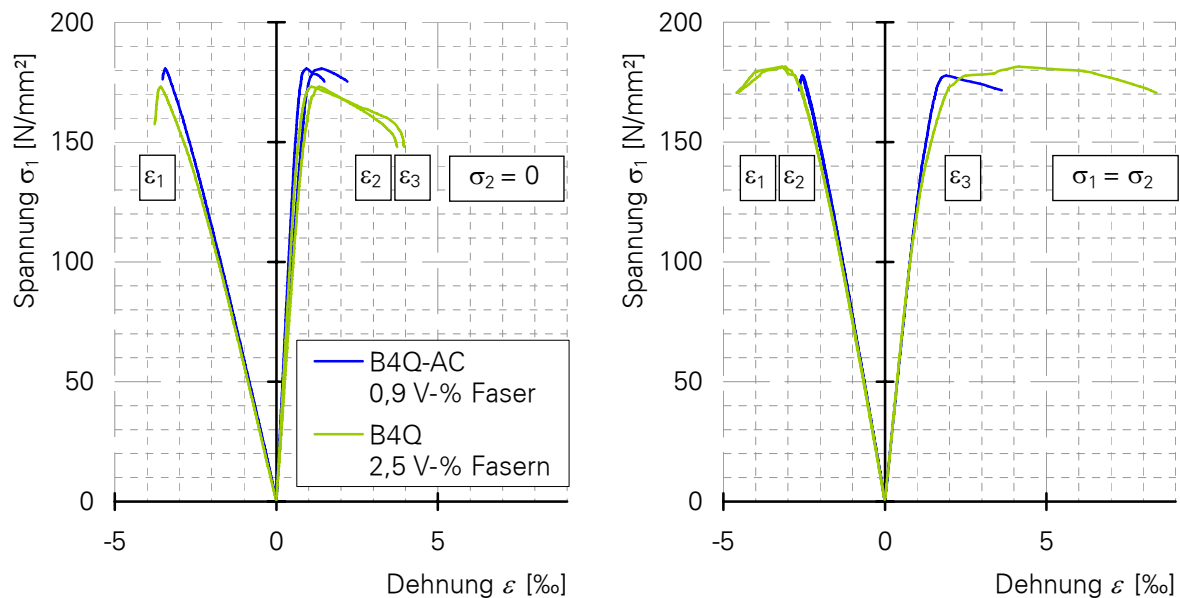


Bild 6-4: Spannungs-Dehnungs-Verläufe unter ein- und zweiaxialer Belastung, B4Q und B4Q-AC

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten lässt sich in Form der Volumenänderungskurven zusammenfassen (Bild 6-5 bis Bild 6-7). Die Volumenänderung wird näherungsweise aus der Summe der drei Dehnungen berechnet. Die Kurven zeigen, wie der Beton zunächst gestaucht wird, bis er ein minimales Volumen erreicht hat. Die Stauchung erfolgt unterproportional zur Belastung, wenn verstärkte Mikrorissbildung auftritt. Ab dem Lastniveau mit dem minimalen Volumen, welches auch als kritische Spannung bezeichnet wird, nehmen die Dehnungen überproportional zu. Ursache hierfür ist eine Vereinigung von Mikrorissen zu breiteren Rissen. Ein Zeichen für duktilen Verhalten mit Versagensankündigung ist demnach eine Krümmung der Volumenänderungskurve unterhalb der kritischen Spannung, ein großer Abstand der kritischen Spannung zur Bruchspannung und eine deutliche Differenz zwischen dem minimalen Volumen und dem Volumen beim Bruch. Bei Normalbeton beträgt die kritische Spannung rund 85 % der Bruchspannung und das Volumen bei Maximallast übersteigt das Ausgangsvolumen deutlich [27]. Ein absolut spröder Werkstoff zeigt eine lineare Volumenänderung bis zum Minimalvolumen und die kritische Spannung ist gleichzeitig die Bruchspannung.

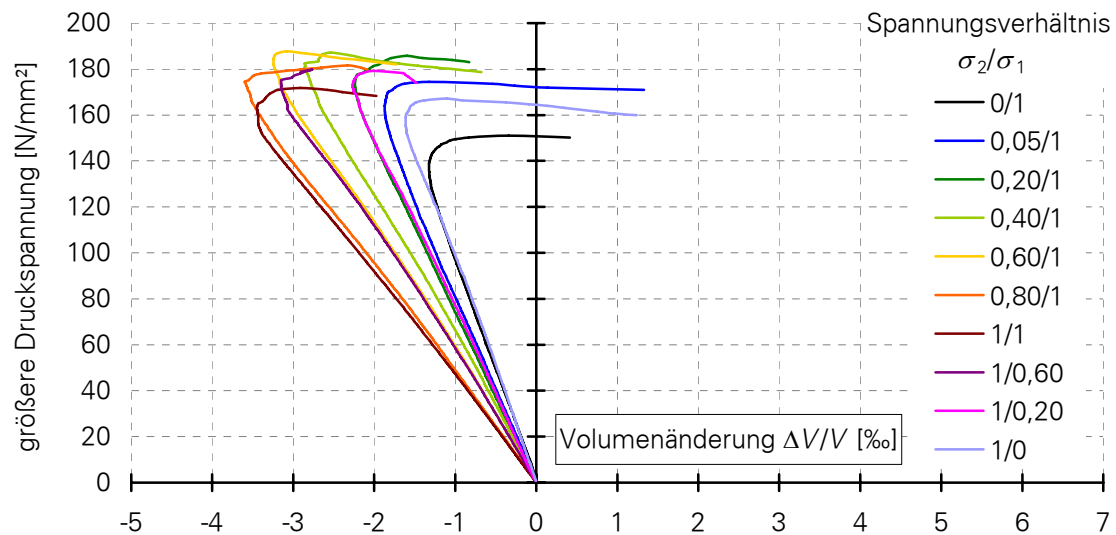


Bild 6-5: Volumenänderung, M2Q

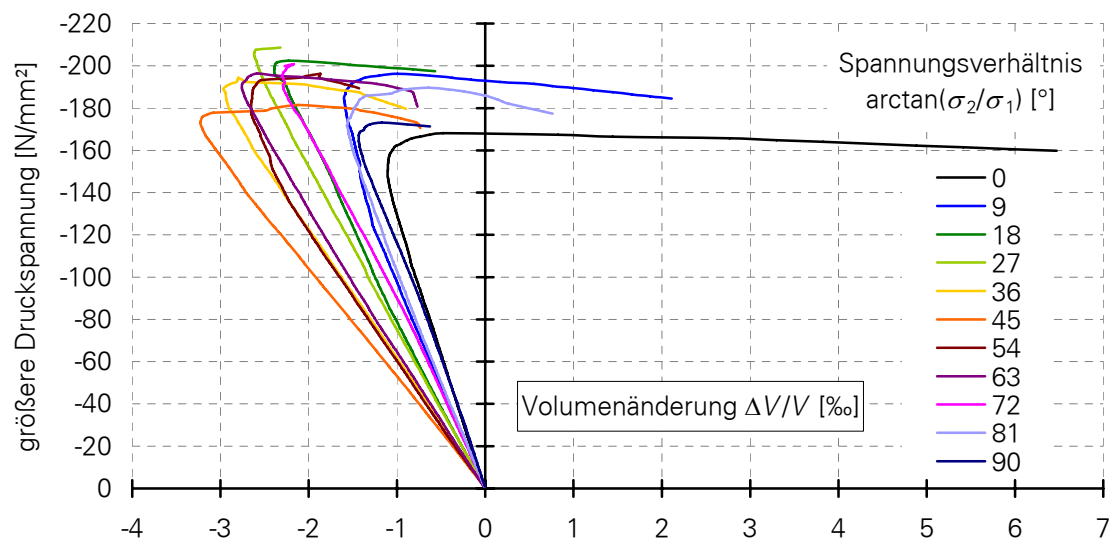


Bild 6-6: Volumenänderung, B4Q

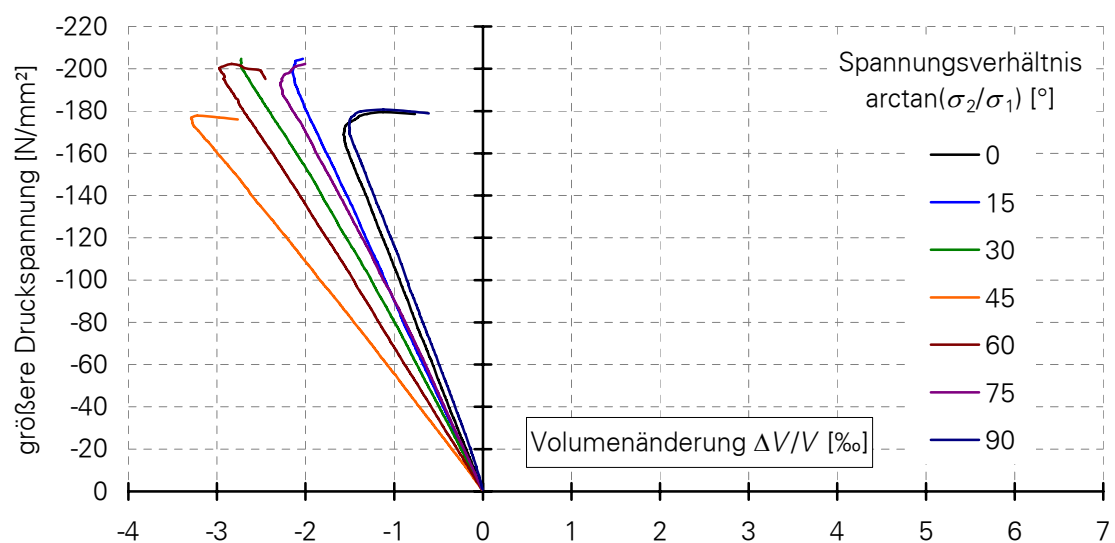


Bild 6-7: Volumenänderung, B4Q-AC

Die charakteristischen Werte der Volumenänderungskurven von UHPC werden in Bild 6-8 und Bild 6-9 zusammengestellt. Die kritische Spannung beträgt im Mittel 95 % der Bruchspannung bei M2Q und B4Q und 97 % bei B4Q-AC. Bis zur kritischen Spannung verlaufen die Volumenänderungskurven nahe zu linear, was auf eine verschwindend geringe Mikrorissbildung hindeutet. Aufgrund des linearen Verlaufes hängt das minimale Volumen somit ursächlich vom Spannungsverhältnis ab und lässt keine Rückschlüsse auf das Materialverhalten zu. Die Ausdehnungen bis zum Bruch zeigen dagegen – wie auch die kritischen Spannungen – dass B4Q-AC die geringste Duktilität aufweist. Die bereits angesprochene Zunahme der Duktilität im Bereich des Spannungsverhältnisses $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ (45°) zeigt sich auch beim Vergleich der Volumenänderungskurven.

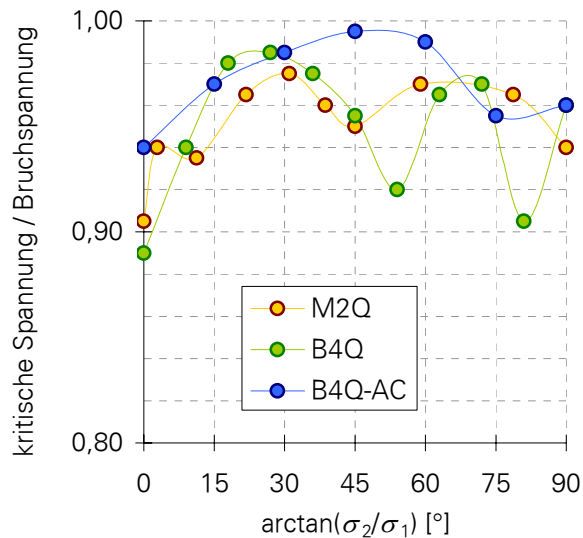


Bild 6-8: kritische Spannung in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis

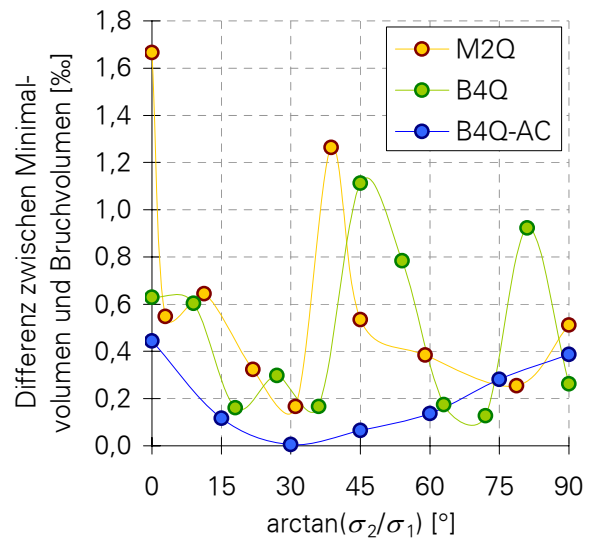


Bild 6-9: Differenz zwischen dem minimalen Volumen und dem Volumen beim Bruch in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis

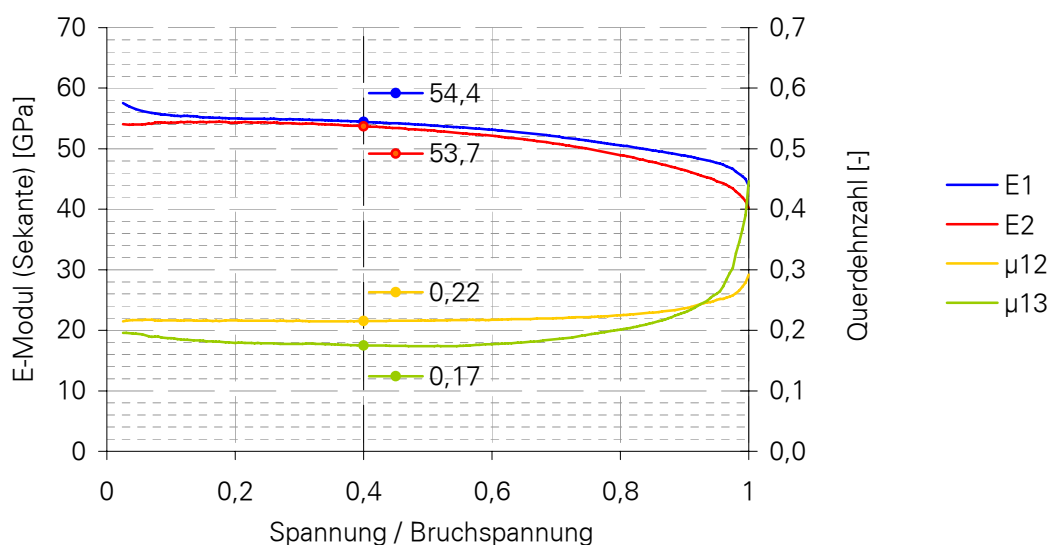


Bild 6-10: Verlauf des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl, M2Q

Aus den Spannungs-Dehnungs-Verläufen werden die Materialkennwerte Elastizitätsmodul und Querdehnzahl ermittelt. Bei einem transversal-isotropen Werkstoff mit der Isotropie in der σ_1 - σ_3 -Ebene sind das E_{12} , E_{13} , μ_{12} und μ_{13} (siehe Abschnitt 6.2.2). Im Bild 6-10 wird der Verlauf dieser Größen vom ungeschädigten Beton bis zum Bruch hin dargestellt. Nach anfänglichen Störungen verlaufen die Kurven eine gewisse Zeit horizontal, bis mit fortschreitender Schädigung die E-Moduli – hier als Sekandenmodul – abnehmen und die Querdehnzahlen stark ansteigen.

6.2 Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter Berücksichtigung der transversalen Isotropie

6.2.1 Herstellungsbedingte Anisotropie

Die Eigenschaften von Faserbeton werden wesentlich vom Fasergehalt und der Orientierung der Fasern beeinflusst. Die Faserausrichtung wird vor allem bei großen Bauteilen von der Art der Befüllung, bei kleinen Bauteilen von den Schalungsrändern beeinflusst. Auch beim Verdichten kann es zu einer Umorientierung der Fasern kommen.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden überwiegend Würfel mit 100 mm Kantenlänge hergestellt. Bei der Befüllung konnte noch keine Beeinflussung der Faserorientierung festgestellt werden. Beim Verdichten auf dem Rütteltisch neigten die Fasern dazu, sich horizontal und am Rand parallel zu den Wänden der Formen auszurichten. Bei der Mörtelmischung M2Q konnten sich die Fasern relativ frei bewegen. Bei den Mischungen mit Grobzuschlag wird die Beweglichkeit der Fasern durch die Zuschlagskörner behindert. Bild 6-11 zeigt die gleichmäßige Faserverteilung bei der Mörtelmischung im Gegensatz zu der unregelmäßigen bei der Grobkornmischung am Beispiel eines Mörtelprismas.

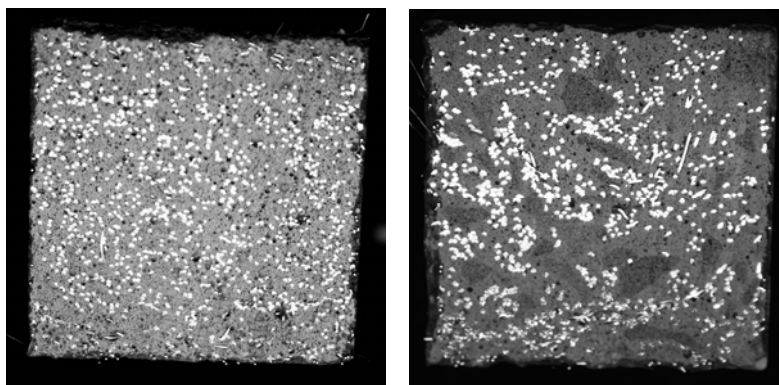
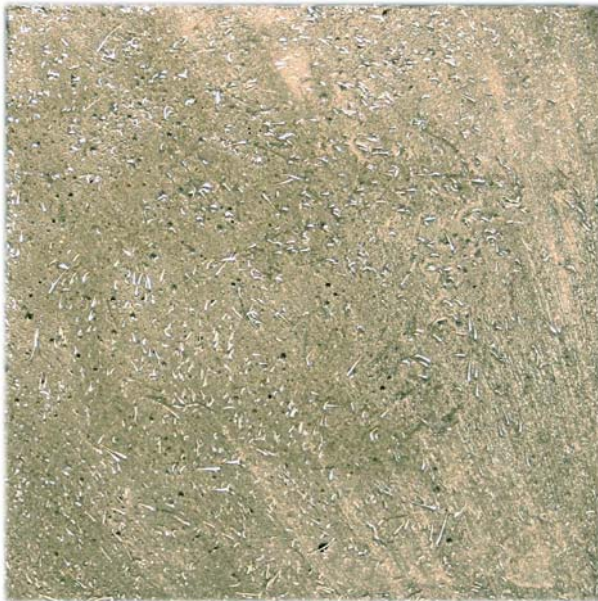


Bild 6-11: Faserorientierung im Mörtelprisma; links: M2Q; rechts: B4Q

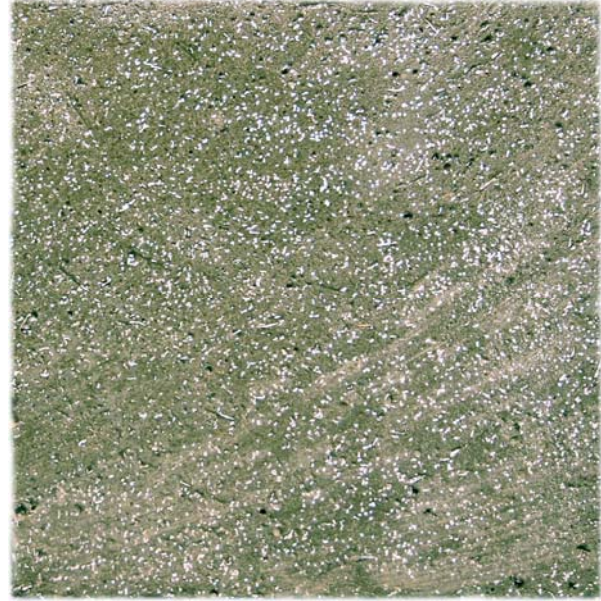
Die Grobzuschläge behindern aber nicht nur die freie Faserverteilung, sie reduzieren auch das Umorientieren der Fasern während des Verdichtens. Dieser Effekt ist um so ausgeprägter, umso länger die Fasern sind. Beim B4Q-AC, der mit rund doppelt so langen Fasern hergestellt wird, verteilen sich diese nahezu gleichmäßig in allen drei Hauptrichtungen. Dieser Beton zeigte dann auch unter Belastung ein isotropes Verhalten.

Anders verhält sich die Mörtelmischung M2Q. Die Fasern verteilen sich in den drei Raumrichtungen vertikal/horizontal/horizontal wie 20%/40%/40%. Diese Faserverteilung wurde mittels Faserauszahlungen an horizontalen und vertikalen Schnitten durch Würfel mit 100 mm Kantenlänge bestimmt, Bild 6-12. Außerdem wurde an der TU Braunschweig die Stahlfaserverteilung auf elektromagnetischer Basis bestimmt [50]. Diese decken sich mit den Ergebnissen der Faserauszahlung und sind nicht annähernd so zeitintensiv (drei Minuten statt fünf bis sechs Stunden). Deshalb sollte in Fällen, wo es vor allem um eine summarische Betrachtung der Faserausrichtung geht, auf dieses Messverfahren zurückgegriffen werden.

a) Horizontalschnitt



a) Vertikalschnitt



Ergebnis der Faserauszahlung:

35	19	21	15	20	32	39	55	55	42
27	24	26	11	16	22	35	37	37	50
15	18	13	17	24	18	28	24	29	21
20	8	12	20	20	24	20	21	18	39
30	8	18	15	16	14	15	16	16	35
25	18	24	24	13	5	7	14	21	27
36	24	29	35	21	9	3	5	8	41
37	23	24	22	43	7	8	11	0	17
38	29	17	34	28	24	30	16	14	28
30	36	33	20	34	25	29	40	32	42

Mittelwert: 27,8 Fasern/cm²

	weniger als Mittelwert – 20%
	Mittelwert ± 20%
	mehr als Mittelwert + 20%

70	42	45	49	35	41	59	40	41	48
61	46	50	35	33	46	31	39	49	31
54	35	52	55	64	68	53	56	23	43
60	68	56	61	65	37	38	45	44	54
57	70	95	73	76	52	66	64	52	51
55	57	59	72	54	48	37	34	54	64
39	38	36	43	59	45	53	61	53	51
38	46	40	45	49	50	36	35	35	62
48	66	57	74	54	47	46	64	44	60
49	59	65	64	38	34	49	39	42	51

Mittelwert: 53,2 Fasern/cm²

Bild 6-12: Faserorientierung, M2Q

Die Auswirkungen der horizontal ausgerichteten Fasern lassen sich mit einem Schichtenmodell erklären. Dieses Modell besteht aus Matrixschichten, die auch den räumlich gleichmäßig verteilten Faseranteil enthalten, sowie aus Stahlschichten, die dem überzähligen Anteil an horizontalen Fasern entsprechen, Bild 6-13. Das Verhalten eines in dieser Weise geschichteten Materials wird transversal-isotrop genannt.

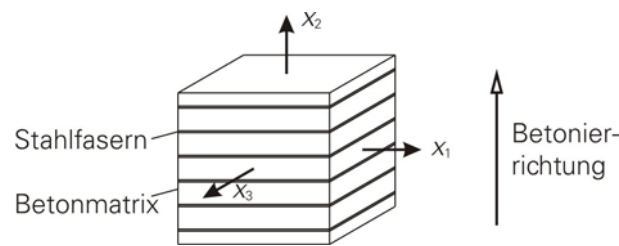


Bild 6-13: Schichtenmodell für die herstellungsbedingte transversale Isotropie

Sind die Anteile der beiden kombinierten Materialien sowie deren elastische Materialkennwerte E und μ bekannt, können unter der Annahme eines steifen Verbundes diese Kennwerte auch für die verschiedenen Richtungen des Verbundwerkstoffes bestimmt werden.

Neben diesem Schichtenmodell existieren zahlreiche Ansätze, um bei bekannter Faser-Verteilung den Elastizitätsmodul des Verbundwerkstoffes vorherzubestimmen. Einige der geläufigsten werden im Bild 6-14 zusammengefasst. Ausgehend von einem E-Modul der Matrix von 56.700 N/mm^2 und einem Stahlfasergehalt von $2,5 \text{ V-\%}$ wurde der Elastizitätsmodul bei Fasern parallel zur Krafrichtung und bei Fasern senkrecht zur Krafrichtung ermittelt. Die Modelle von KRENCHER [26], HASHIN [21], NIELSON/CHEN [33], HALPIN/TAI [18], KLEISER [25] und das Schichtenmodell liefern für den Fall, dass alle Fasern in Krafrichtung orientiert sind, etwa das gleiche Ergebnis. Für den E-Modul mit Fasern senkrecht zur Krafrichtung schwanken die ermittelten Werte stärker. Zwei Modelle liefern sogar E-Module unterhalb der Steifigkeit der faserfreien Matrix.

Mit dem Modell nach NAAMAN [2] kann das Verhalten der Fasern sehr exakt beschrieben werden. So werden z.B. die Verbundeigenschaften jeder Faser genau berücksichtigt. Allerdings sind für die Anwendung des Modells viele Eingangsgrößen erforderlich, die für die untersuchten Betone nicht bekannt sind. Größen wie die mitwirkende Matrixschicht um jede Faser können nur abgeschätzt werden. Aus diesem Grund ist auch nur der E-Modul für eine gleichmäßige Faserverteilung angegeben.

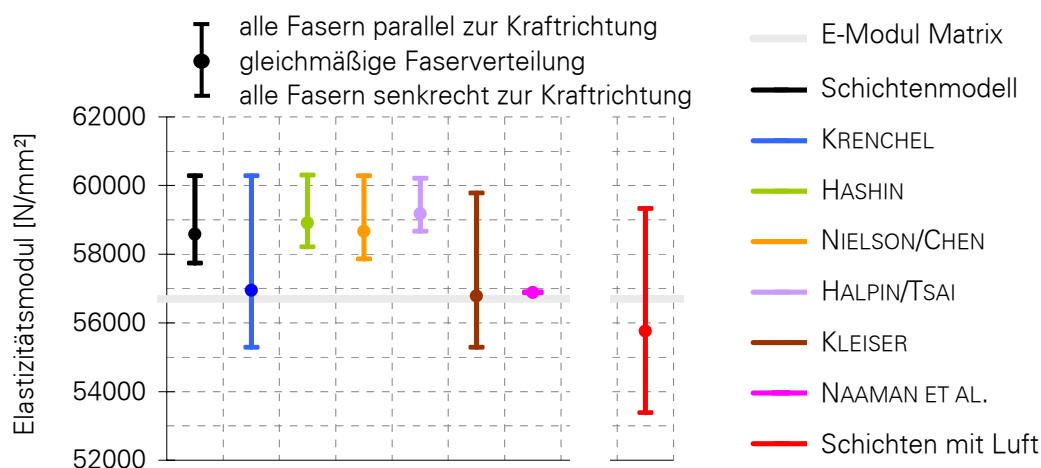


Bild 6-14: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Faserorientierung

Einen großen Einfluss auf die Steifigkeit hat auch der Luftporengehalt. Dieser kann mit der Steifigkeit der Matrix berücksichtigt werden oder als dritte Komponente im Verbundsystem. Da der Luftgehalt bei den durchgeführten Mischungen nicht immer konstant ist, wird das

Schichtenmodell um die Komponente Luft erweitert. Diese liegt nicht als Schicht vor, sondern mit einer in allen drei Raumrichtungen gleichen Ausdehnung, Bild 6-15. Beliebige Faserorientierungen werden in diesem Modell durch eine Koppelung der Parallel- und Reihenschaltung realisiert. Liegen z.B. 20 % der Fasern parallel zur Kraftrichtung, werden im Modell 20 % der Probenhöhe mit Parallelschaltung und 80 % mit Reihenschaltung abgebildet. Für M2Q konnte mit dieser Methode ein E-Modul von 54.700 N/mm² in Betonierichtung und von 55.700 N/mm² quer dazu ermittelt werden.

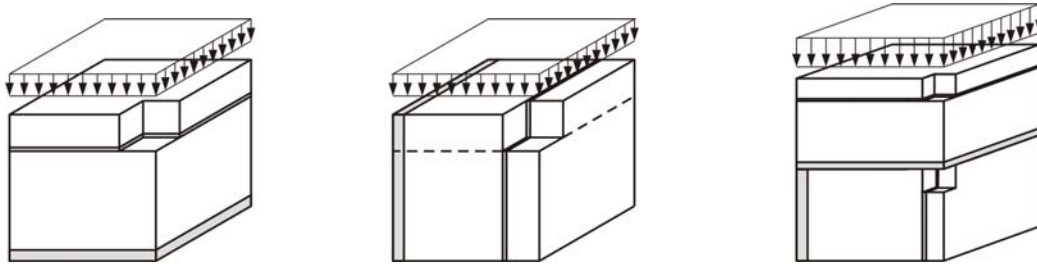


Bild 6-15: Prinzip der Reihenschaltung (links), der Parallelschaltung (Mitte) und der Kombination (rechts)

6.2.2 HOOKEsches Gesetz für transversale Isotropie

Beton wird im Allgemeinen als isotroper Werkstoff betrachtet. Diese Annahme ist in den meisten Fällen hinreichend genau. Geringe Richtungsabhängigkeiten in den Materialeigenschaften ergeben sich herstellungsbedingt oder lastinduziert. Auf Materialseite sind z.B. eine horizontale Ausrichtung von plattigen Zuschlagskörnern, die Sammlung von luft- und wassergefüllten Poren unter großen Zuschlägen und damit ebenfalls eine horizontale Ausrichtung von Schwachstellen im Beton und nicht zuletzt die befüll- und verdichtungsabhängige Orientierung von Kurzfasern. Zusätzlich bilden sich unter Lastbeanspruchung entsprechend der Belastung orientierte (Mikro)risse aus und beeinflussen die auf der Makroebene beobachtbaren Materialeigenschaften.

Ganz allgemein ist Beton demzufolge ein orthogonal anisotropes oder kurz orthotropes Material. Das HOOKEsche Gesetz hat für diesen Fall folgende Form:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & -\frac{\mu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\mu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{31}}{E_3} & -\frac{\mu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \end{bmatrix} \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} \frac{\mu_{12}}{E_1} &= \frac{\mu_{21}}{E_2} \\ \frac{\mu_{23}}{E_2} &= \frac{\mu_{32}}{E_3} \\ \frac{\mu_{31}}{E_3} &= \frac{\mu_{13}}{E_1} \end{aligned} \quad (6-1)$$

Bei den untersuchten Betonen führt auf Materialseite vor allem die Orientierung der Stahlfasern zu einem anisotropen Verhalten. In den verwendeten Würfeln kam es zu einer überwiegend horizontalen Ausrichtung der Stahlfasern. Dies führt dazu, dass die Materialeigenschaften in Betonierichtung anders sind als quer dazu. Allerdings verhält sich

der Beton in beiden „Querrichtungen“ gleich, was als transversale Isotropie bezeichnet wird. Im Bild 6-13 wird der Beton als Schichtenmodell dargestellt. Unter Berücksichtigung der für diesen Bericht verwendeten Koordinatendefinitionen liegt eine transversale Isotropie in der x_1 - x_3 -Ebene vor. Diese teilweise Isotropie bedingt, dass

$$E_1 = E_3, G_{23} = G_{12}, \quad \mu_{12} = \mu_{32}, \quad G_{13} = \frac{E_3}{2(1 + \mu_{13})} \quad (6-2)$$

und das HOOKEsche Gesetz sich vereinfacht zu

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & -\frac{\mu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ S & Y & M & & \frac{2(1 + \mu_{13})}{E_1} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \end{bmatrix} \quad (6-3)$$

Eine ausführliche Herleitung findet sich u.a. bei ALTENBACH et al. [3]. Bei den Versuchen wurde nur in den Hauptspannungsachsen belastet und mit der Versuchseinrichtung wurde ein nahezu verzerrungsfreier Dehnungszustand erreicht. Demzufolge sind keine Aussagen über die Schubmoduli möglich. Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich deshalb auf die Diskussion der Materialkonstanten E_1 , E_2 , μ_{12} und μ_{13} .

6.2.3 Belastungsinduzierte Anisotropie

Durch die Orientierung der Mikrorisse in Abhängigkeit von der äußeren Belastung wird der Beton ab einem gewissen Lastniveau und bei Erst- oder immer gleich gerichteter Belastung eine Anisotropie im Materialverhalten aufweisen. Um diese Schädigung darzustellen, wird die Änderung der Materialkonstanten E_1 , E_2 , μ_{12} und μ_{13} bis zum Bruch beschrieben. Für den Verlauf der E-Moduli wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet, welche SARGIN [43] für den einaxialen Druckversuch gefunden hat.

$$-\frac{\sigma}{|\sigma_f|} = \frac{-A \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} + (D-1) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} \right)^2}{1 - (A-2) \frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} + D \cdot \left(\frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} \right)^2} \quad (6-4)$$

mit $A = E_i / E_f$
 E_i = Anfangselastizitätsmodul
 $E_f = \sigma_f / \varepsilon_f$, Elastizitätsmodul (Sekante) beim Bruch
 σ_f = Maximale Spannung
 ε_f = Dehnung beim Erreichen der maximalen Spannung
 D = Beiwert zur Steuerung des Nachbruchverhaltens

Damit die typischen Eigenschaften einer Spannungs-Dehnungs-Kurve abgebildet werden können – kein Wendepunkt im ansteigenden und maximal ein Wendepunkt im abfallenden Ast, echte Nullstelle im Nachbruchbereich – müssen die Parameter A und D in bestimmten Grenzen liegen.

$$A \geq \frac{4}{3} \quad (6-5)$$

$$\left(1 - \frac{A}{2}\right)^2 \leq D \leq 1 + A \cdot (A - 2) \quad \text{für } A \leq 2$$

$$0 \leq D \leq 1 \quad \text{für } A \geq 2$$

Gerade die Grenze $A \geq 4/3$ stellt keine physikalisch begründete, sondern eine rein mathematisch bedingte Einschränkung dar. Bild 6-16 zeigt die möglichen Kurvenverläufe. Der unter Einhaltung aller Grenzen sprödeste Kurvenverlauf ist die rote Linie. Die Duktilität im Nachbruchbereich ist durch die Erhöhung von A nahezu grenzenlos steigerbar. Allerdings bedingt dies auch ein sehr duktileres Verhalten kurz vor dem Erreichen der Bruchlast.

Das Kriterium enthält als Sonderfall auch die Ansätze von SAENZ [42] ($D = 1$), HOGNESTAD [22] ($A = 2$, $D = 0$) und DESAYI/KRISHNAN [14] ($A = 2$, $D = 1$). Das Kriterium wurde auch von zahlreichen Forschern weiterentwickelt und an eigene Versuche angepasst (OTTOSEN [35], DARWIN/PECKNOLD [13], LIU/NILSON/SLATE [29], AHMAD/SHAH [1], NGUYEN/GRAUBNER [32], TAERWE/GYSEL [48]). Dabei wurden z.B. Abhängigkeiten vom Spannungsverhältnis oder vom Bewehrungsgrad berücksichtigt, um nur zwei zu nennen. Außerdem fand der Sonderfall mit $D = 0$ Einzug in MC90 [6]. An den grundsätzlichen Grenzen wurde aber nichts geändert.

Ein Vergleich mit den Versuchswerten aus einem einaxialen Druckversuch an ultrahochfestem Beton (gelbe Linie) zeigt, dass der Ansatz unter Einhaltung aller Grenzen das spröde Verhalten nicht befriedigend beschreiben kann. Wählt man allerdings ein $A < 4/3$ und passt D so an, dass im ansteigenden Ast kein Wendepunkt auftritt, so kann unter Vernachlässigung des Bereiches „rechts“ von der Singularität das Materialverhalten recht gut beschrieben werden (dunkelgrüne Linie). Bei der Kalibrierung des Modells an den Versuchswerten werden wegen der mathematischen Stabilität dennoch die Grenzen nach Gleichung (6-5) beibehalten.

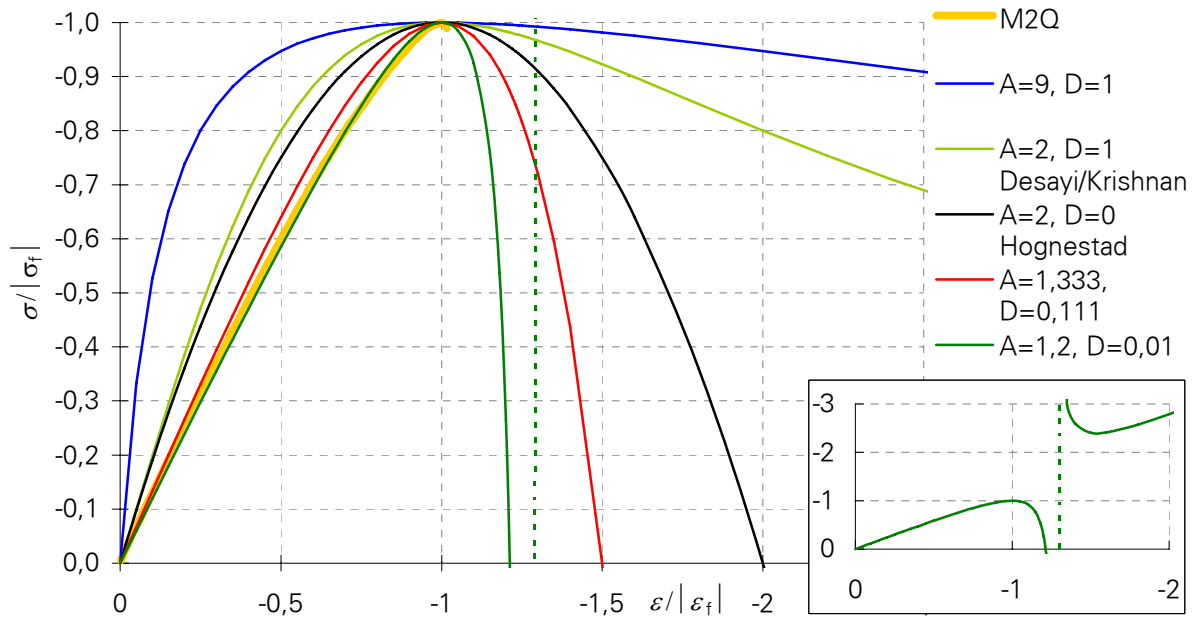


Bild 6-16: Spannungs-Dehnungs-Linie nach SARGIN (großes Bild), Singularität bei $A < 3/4$ (kleines Bild)

Aus der Spannungs-Dehnungs-Kurve abgeleitet ergibt sich der Verlauf des Sekantenmoduls E_s .

$$E_s = \frac{E_i}{2} - \beta \left(\frac{E_i}{2} - E_f \right) \pm \sqrt{\left[\frac{E_i}{2} - \beta \left(\frac{E_i}{2} - E_f \right) \right]^2 + E_f^2 \cdot \beta \cdot [D(1 - \beta) - 1]} \quad (6-6)$$

mit $\beta = \sigma / \sigma_f$

Das positive Vorzeichen beschreibt den ansteigenden und das negative den abfallenden Ast. Diese Beziehung wurde separat auf die richtungsabhängigen Elastizitätsmoduli E_1 und E_2 angewandt. Kalibriert wurde an den Versuchswerten mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Materialbedingt unterscheiden sich schon die Anfangselastizitätsmoduli ($E_{11} = 55.700$, $E_{22} = 54.700$). In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis fällt der Sekantenmodul unterschiedlich schnell ab. Die gefundenen Beziehungen werden im Bild 6-17 dargestellt. Zu beachten ist, dass bei den Spannungsverhältnissen mit den höchsten Traglasten ($\sigma_1/\sigma_2 \approx 0,4$ oder anders ausgedrückt $\sigma_1/(\sigma_1 + \sigma_2) \approx 0,7$) der Steifigkeitsverlust in der jeweiligen Hauptbelastungsachse am geringsten ausfällt. Für D werden immer der untere Grenzwert und damit das sprödeste Verhalten angesetzt. Damit ergibt sich zum Beispiel für M2Q unter unterschiedlichen Spannungsverhältnissen der im Bild 6-18 dargestellte Verlauf des Elastizitätsmoduls E_2 .

Der Verlauf der Querdehnzahlen wurde mit einem Ansatz von OTTOSEN [35] angenähert.

$$\begin{aligned} \mu_s &= \mu_i & \text{für } \beta &\leq \beta_a \\ \mu_s &= \mu_f \mp (\mu_f - \mu_i) \sqrt{1 - \left(\frac{\beta - \beta_a}{1 - \beta_a} \right)^2} & \text{für } \beta &\geq \beta_a \end{aligned} \quad (6-7)$$

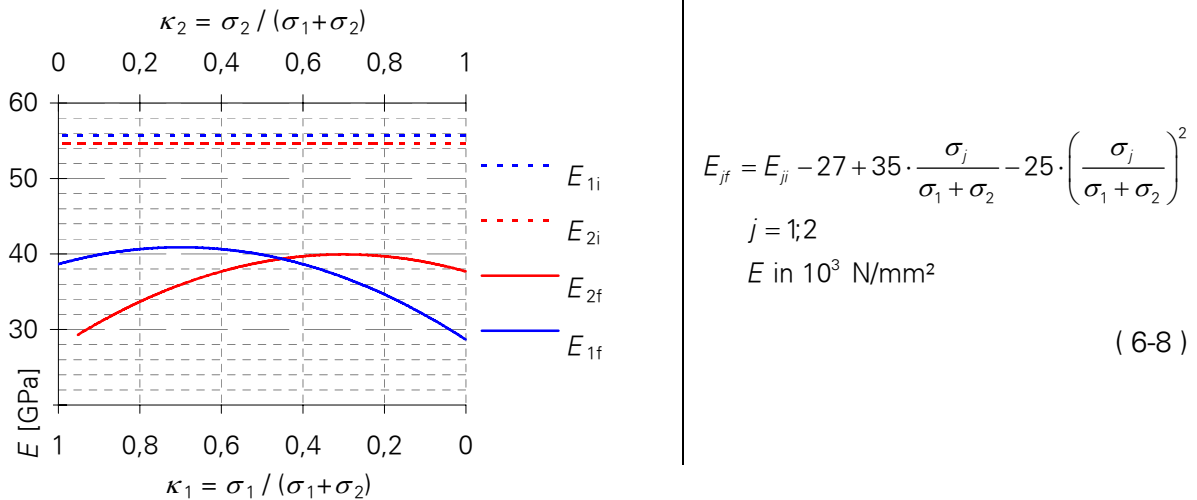


Bild 6-17: Anfangselastizitätsmodul und Sekantenmodul beim Versagen in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis

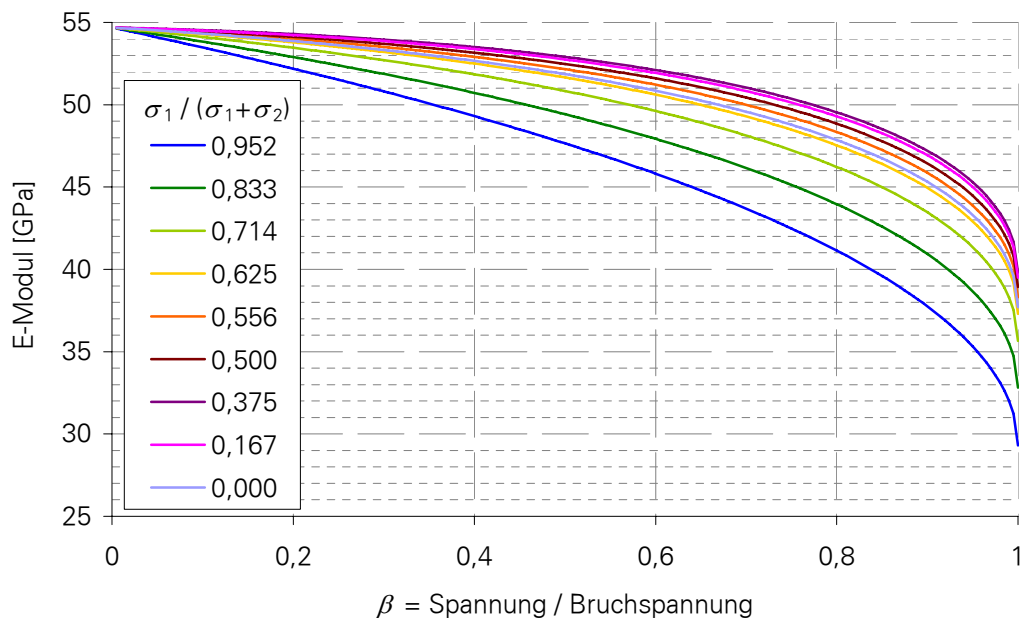


Bild 6-18: Verlauf des Sekantenmoduls E_2 in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis, M2Q

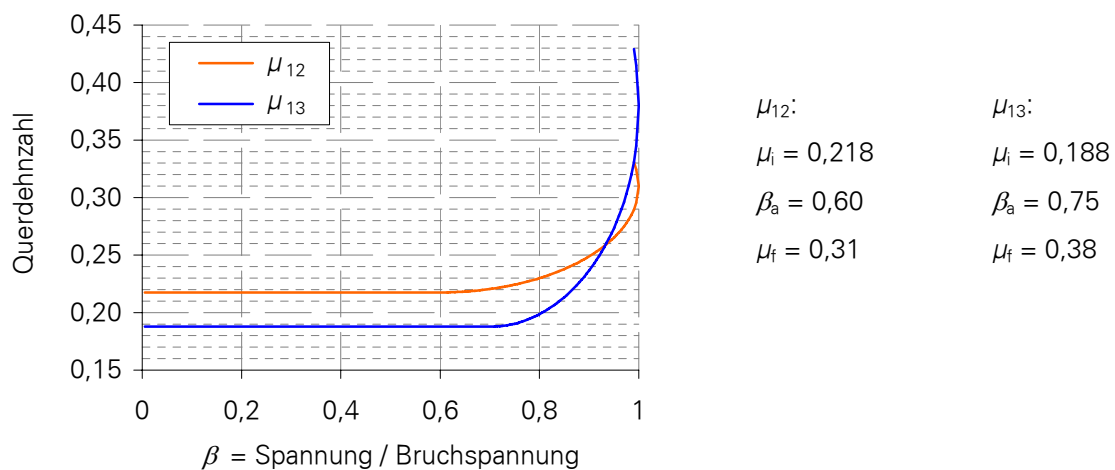


Bild 6-19: Verlauf der Querdehnnzahlen nach einem Ansatz von Ottosen

Dieser geht bis zu einem Lastniveau β_a von einer konstanten Querdehnzahl μ_i aus. Die Zunahme der Querdehnzahl vor dem Bruch wird mit einer Ellipsengleichung beschrieben. Nach dem Bruch setzt OTTOSEN die Zunahme der Querdehnzahl proportional der Abnahme des E-Moduls. Bei den Versuchen an UHPC zeigte sich nur ein kurzer Nachbruchbereich. Dieser konnte mit der Erweiterung des Ellipsenansatzes bis in den absteigenden Ast hinein gut erfasst werden. Unsinnig werden die Ergebnisse erst, wenn sich die Last wieder dem Lastniveau β_a nähert.

Der Änderung der Querdehnzahlen mit zunehmender Beanspruchung wird an den Versuchswerten kalibriert. Zwischen μ_{12} und μ_{13} ergab sich ein deutlich unterschiedlicher Verlauf. So ist der Anfangswert von μ_{12} deutlich größer als der von μ_{13} und der lineare Bereich endet eher, dafür fällt die Zunahme bis zum Bruch geringer aus als bei μ_{13} . Die genauen Werte können Bild 6-19 entnommen werden. Eine Abhängigkeit dieser Werte vom jeweiligen Spannungsverhältnis zeigte sich nicht.

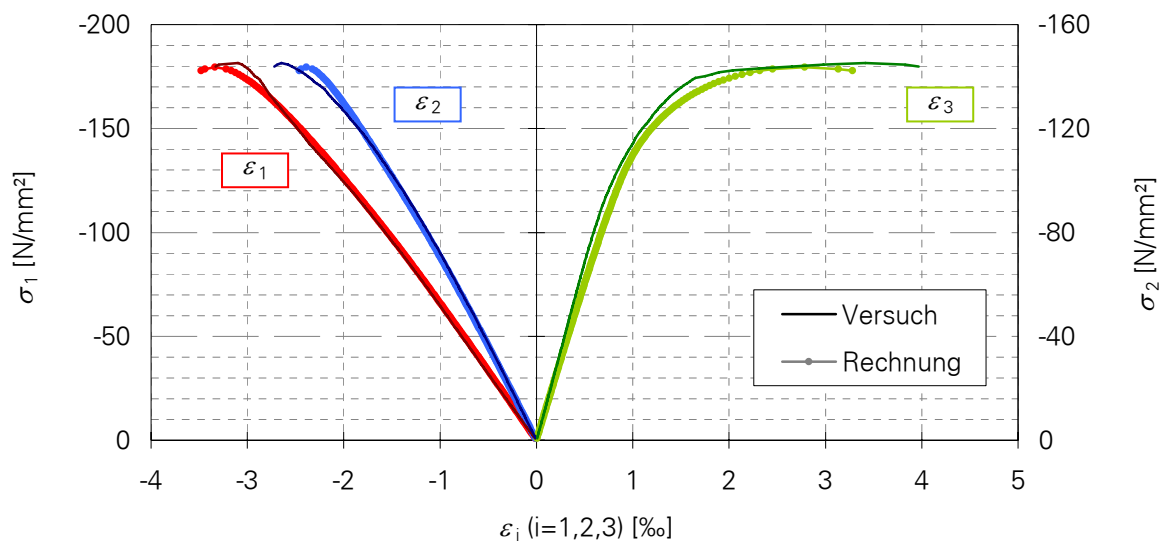


Bild 6-20: Vergleich der Versuchswerte mit der analytischen Beschreibung, M2Q

Eine Gegenüberstellung der Versuchswerte und der berechneten Werte erfolgt im Bild 6-20 am Beispiel der Mischung M2Q und des Spannungsverhältnisses $\sigma_2/\sigma_1 = 0,8$. Die Festigkeiten wurden mit dem Bruchkriterium nach TSAI/WU unter Berücksichtigung der Anisotropie ermittelt. Der Verlauf der Dehnung kann mit dem vorgestellten Verfahren sehr gut approximiert werden. Die Qualität der Näherung wird vor allem durch die Genauigkeit bei der Abbildung der Bruchwerte bestimmt. Weitere Vergleiche zwischen Versuchswerten und berechneten Werten können dem Anhang C entnommen werden.

7 Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht beschreibt das Verhalten von ultrahochfestem Beton unter zweiaxialer Druckbeanspruchung. Die Ergebnisse erweitern somit maßgeblich den Kenntnisstand über die Eigenschaften von UHPC für diesen speziellen Bereich und ergänzen die Erfahrungen über das mehraxiale Tragverhalten von Normal- und Hochleistungsbeton.

Die Versuche wurden in einem einteiligen Prüfraumen mit je einem Hydraulikzylinder je Belastungsachse durchgeführt. Die Belastung erfolgte mit einer kombinierten Weg- und Kraftsteuerung. Es kamen Würfel mit 10 cm Kantenlänge zum Einsatz. Um die Behinderung der Querdehnung zu minimieren, wurden Belastungsbürsten für die Lasteinleitung verwendet. Die Dehnungsmessung erfolgte direkt über Dehnmessstreifen auf der freien Oberfläche und indirekt über die Messung der Bürstenverformungen.

Bisher wurden ein Feinkornbeton und zwei Grobkornbetone mit unterschiedlichen Faserzusätzen untersucht. Die Zylinderdruckfestigkeiten nach 28 Tagen betragen rund 150, 160 und 170 N/mm². Die Probekörper wurden 14 Tage im Wasser gelagert und anschließend bis zur Prüfung bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchte. Diese Lagerung war technologisch bedingt und es treten keine signifikanten Festigkeitsänderungen gegenüber einer 28-tägigen Wasserlagerung auf. Die Versuche werden um einen faserfreien Grobkornbeton, eine weitere Variation des Faserzusatzes und um ein Produkt eines kommerziellen Anbieters erweitert.

Besonders bei dem Feinkornbeton wurde eine überwiegend horizontale Ausrichtung der Stahlfasern festgestellt, die zu einer Anisotropie im Materialverhalten führte. Aus diesem Grund wurde der gesamte Druckquadrant im zweiaxialen Spannungsraum untersucht. Neben den einaxialen Druckfestigkeiten wurden bei großen Serien neun und bei kleinen Serien fünf zweiaxiale Spannungsverhältnisse mit in der Regel drei Einzelversuchen geprüft. Der Schwerpunkt lag auf dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$, für das sechs Einzelversuche durchgeführt wurden.

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass die zweiaxiale Druckfestigkeit von UHPC nur geringfügig größer ist als die einaxiale. Für die Mischungen mit 2,5 V-% Fasergehalt übersteigt die Festigkeit bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ die einaxiale Festigkeit um 7 bzw. 10 %. Bei dem Beton mit 0,9 V-% Fasergehalt lag diese zweiaxiale Festigkeit sogar geringfügig unter der einaxialen. Bei der Bemessung von UHPC dürfen somit die vom Normalbeton bekannten Festigkeitssteigerungen unter mehraxialer Druckbelastung, wie sie z.B. bei reinen Druckknoten von Stabwerkmodellen angesetzt werden, nicht verwendet werden! Sollte die Untersuchung des faserfreien UHPC ein weiteres Abfallen der bezogenen Festigkeiten ergeben, müssen für ultrahochfeste Betone mit geringem Fasergehalt auch Bemessungsmodelle wie die Fachwerkanalogie überdacht werden, die ebenfalls zweiaxiale Druckknoten beinhalten und zur Zeit nur den Nachweis der Druckstreben Tragfähigkeit unter einaxialer Belastung vorsehen.

Für die Beschreibung der Bruchkurve kann nach jetzigem Erkenntnisstand das Bruchkriterium nach OTTOSEN [36] als eine gute Näherung empfohlen werden. Allerdings muss dieses Kriterium an einem dreiaxialen Versuchswert kalibriert werden, welcher noch nicht für alle untersuchten Betone vorliegt.

UHPC verhält sich unter zweiaxialer Druckbeanspruchung ähnlich spröde, wie das von einaxialen Versuchen bekannt ist. Der Verlauf der Dehnungen ist grundsätzlich etwas duktiler als der Verlauf der Stauchungen. Der Grobkornbeton mit 2,5 V-% Fasergehalt zeigte

im Bereich des Spannungsverhältnisses $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ ein etwas weniger sprödes Verhalten als unter den Spannungsverhältnissen mit unterschiedlich großen Druckkomponenten. Erwartungsgemäß verhielt sich der Beton mit dem geringeren Fasergehalt am sprödesten. Die Stauchungen verlaufen bei diesem Beton nahezu linear bis zum schlagartig auftretenden Bruch.

Für die Beschreibung der Dehnung wurde berücksichtigt, dass der Beton herstellungsbedingt eine gewisse Anisotropie aufweist, also richtungsabhängige Materialkennwerte besitzt. Da in der bei der Herstellung horizontal liegenden Ebene eine Isotropie vorliegt (transversale Isotropie), ergeben sich zwei verschiedene E-Moduli und zwei verschiedene Querdehnzahlen. Diese können aus der Verteilung der Fasern abgeleitet werden. Zur Abbildung der Schädigung bis hin zum Bruch unterbreitet der vorliegende Bericht den Vorschlag, die Abnahme der einzelnen E-Moduli bzw. die Zunahme der beiden Querdehnzahlen mit Ansätzen von SARGIN [43] und OTTOSEN [35] zu beschreiben. Bei diesem Vorgehen wird jedoch vorausgesetzt, dass die anfängliche transversale Isotropie bis zum Bruch bestehen bleibt. Unter vielen Spannungsverhältnissen stellt dies aber nur eine Näherung dar. Im Moment wird deshalb untersucht, inwieweit sich anisotrope Schädigungsmodelle an das Tragverhalten von ultrahochfestem Beton anpassen lassen.

Die Versuche haben gezeigt, dass sich UHPC in vielen, zum Teil sicherheitsrelevanten Bereichen anders verhält als Normalbeton. Für eine umfassende Beschreibung des Tragverhaltens sind weitere Versuche unter dreiaxiale Druckbelastung und kombinierter Druck-Zug-Belastung notwendig.

8 Literatur

- [1] AHMAD, S.H.; SHAH, S.P.: Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete. *Journal of the Structural Division* 108 (1982), ASCE, S. 728-742
- [2] ALWAN, J.M.; NAAMAN, A.E.: New Formulation for Elastic Modulus of Fiber Reinforced, Quasi Brittle Matrices, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 120, No. 11, Nov., 1994, pp 2443-2460
- [3] ALTENBACH, H.; ALTENBACH, J.; RIKARDS, R.: *Einführung in die Mechanik der Laminat- und Sandwichtragwerke*. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Stuttgart, 1996
- [4] BACHE, H.H.: *Densified cement / Ultra fine particle based materials*. The second International Conference on Superplasticizer in Concrete. *Ottawa, Canada, June 1981*
- [5] CHEN, R. L.: *Behavior of High-Strength Concrete in Biaxial Compression*. PhD Dissertation, University of Texas, Austin, 1984
- [6] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (Hrsg.): *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne, 1991, (CEB Bulletin d'Information No. 203-205)
- [7] CURBACH, M.; HAMPEL, T.: *Verhalten von Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 11011 B/ DBV 198, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Dresden, 1999
- [8] CURBACH, M.; HAMPEL, T.; SPECK, K.; SCHEERER, S.: *Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton*. Abschlussbericht Forschungsvorhaben CU 37/1-2 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), TU Dresden, 2000
- [9] CURBACH, M.; SPECK, K.: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. DAfStb-Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 524, Beuth-Verlag, 2003
- [10] CURBACH, M.; SPECK, K.: *Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DAfStb V 389, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Dresden, 2000
- [11] DAHL, K.: *A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete*. Dissertation, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, 1992
- [12] DAHL, K.K.B.: The Calibration and Use of a Triaxial Cell. *Afdelingen for Baerende Konstruktioner ABK No. 285*, Department of Structural Engineering, Serie R, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, Denmark, Technical University of Denmark, 1992
- [13] DARWIN, D.; PECKNOLD, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 103 (1977), ASCE, S. 229-241
- [14] DESAYI, P.; KRISHNAN, S.: Equations for the Stress-Strain Curve of Concrete. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 345-350
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Sachstandsbericht ultrahochfester Beton. Beton-technik und Bemessung* (Entwurf), DAfStb, Berlin, 2006
- [16] DUGAT, J., ROUX, N., BERNIER, G.: Mechanical properties of reactive powder concretes. *Materials and Structures*, Vol. 29, pp. 233-240, May 1996

- [17] GOODE, C.D.; HELMY, M.A.: The strength of concrete under combined shear and direct stress. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 19, No. 59, 1967, pp. 105-112
- [18] HALPIN, J.C.; KARDOS, J.L.: The Halpin-Tsai equations: A review. *Polym. Eng. Sci.* 16 (1976) 344-352
- [19] HAMPEL, T.; CURBACH, M.: Behavior of High Performance Concrete under multiaxial Loading. In: *Proceedings of the PCI/FHWA/FIB International Symposium on High Performance Concrete*, Orlando, Sept. 25-27, 2000
- [20] HAMPEL, T.: *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*. Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2006
- [21] HASHIN, Z.; ROSEN, B.W.: The Elastic Moduli of Fiber-Reinforced Materials. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 31, March 1964, pp 223-232
- [22] HOGNESTAD, E.: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. *Bulletin Series No. 399*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, 1951
- [23] HUSSEIN, A.; MARZOUK, H.: Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Loading. *ACI Materials Journal*, Jan./Febr. 2000, pp. 27-36
- [24] HUSSEIN, A.; MARZOUK, H.: Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Loading. *Applied Science Technical Report Series*, East report No. 98003, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Canada, 1998
- [25] KLEISER, K.: Zum Tragmechanismus von Stahlfaserbeton. In: *Berichte Konstruktiver Ingenieurbau*, Heft 42, Seiten 6-15. Vulkan Verlag, Essen, 1984
- [26] KRENCHER, H.: *Fibre Reinforcement*, Copenhagen, Akademisk Forlag, 1964
- [27] KUPFER, H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 229, Ernst & Sohn, 1973
- [28] LI, Q.; ANSARI, F.: Mechanics of damage and constitutive Relationships for High-Strength Concrete in Triaxial Compression. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 1, 1999, pp. 1-10
- [29] LIU, T.C.Y.; NILSON, A.H., SLATE, F.O.: Biaxial Stress-Strain Relations for Concrete. *Journal of the Structural Division* 98 (1972), ASCE, S. 1025-1034
- [30] MCHENRY, D.; KARNI, J.: Strength of concrete under combined tensile and compressive stress. *ACI Journal*, Detroit, April 1958
- [31] MIER, VAN, J.G.M.: *Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*. Dissertation, TH Eindhoven, 1984
- [32] NGUYEN, D.T.; GRAUBNER, C.-A.: Material Models for the Interaction of Bending Moment and Shear in RC Beams. *Darmstadt Concrete* 18 (2003). www.darmstadt-concrete.de/2003/interaction.html
- [33] NIELSEN, L.E.; CHEN, P.E.: Young's Modulus of Composites Filled with Randomly Oriented Fibers. *Journal of Materials*, Vol. 3, Juni 1968
- [34] OPITZ, H.: *Ein Beitrag zum Festigkeitsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*. Dissertation, TU Dresden, 1969
- [35] OTTOSEN, N.S.: Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 105 (1979), ASCE, S. 127-141

- [36] Ottosen, N.S.: *A Failure Criterion for Concrete*. *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 103, EM 4, Sept. 1977
- [37] RITTER, R.: *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultra-hochfestem Beton in Abhängigkeit von der Umschnürungswirkung*. Diplomarbeit, TU Dresden, 2006
- [38] ROGGE, A.: Material properties of HSC under triaxial compression. *Proceedings of the "Fifth International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete"*, Sandefjord Norwegian, 21.-23.06.99
- [39] ROGGE, A.: *Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*. Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Tragwerksbau, Technische Universität München, Dissertation, 2001
- [40] ROGGE, A.: *Versuchsprogramm zur Ermittlung von Materialgesetzen für Hochleistungsbeton unter dreiachsiger Beanspruchung*. Tagungsband zum 7. Leipziger Massivbau-Seminar, Leipzig, 1998, S. 93-98
- [41] ROMUALDI, J.P.; MANDEL, J.A.: Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 657-672
- [42] SAENZ, L.: Equations for the Stress-Strain Curve of Concrete. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 1229-1235, (Discussion of the paper by DESAYI/KRISHNAN [14])
- [43] SARGIN, M.: Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. *Study No. 4*, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 1971
- [44] SCHICKERT, G.; WINKLER, H.: *Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 277, Ernst & Sohn, 1977
- [45] SCHMIDT, M., FEHLING, E., GEISENHANSLÜKE, C. (Hrsg.): *Ultra High Performance Concrete (UHPC) – Proceedings of the 1st International Symposium on Ultra High Performance Concrete*; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 3, 2004
- [46] SCHÖNLIN, K.: Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 83 (1988), Heft 6, S. 168-171
- [47] SPECK, K.: Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. *Beiträge zum 48. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau*, TU Dresden, 2007, in Vorbereitung
- [48] TAERWE, L.; VAN GYSEL, A.: Effect of Steel Fibers on the Design Stress-Strain Curve for High Strength Concrete Subjected to Axial Compression. *Mechanics of Composite Materials* 32 (1996), S.122-128
- [49] TSAI, S.W.; WU E.M.: A General Theory of Strength of Anisotropic Materials. *Journal of Composite Materials*, Vol. 5, 1971, pp 58-80
- [50] WICHMANN, H.-J.; NIEMANN, P.; DROESE, S.: Messung des Stahlfasergehaltes auf elektromagnetischer Basis. In: *Forschungsarbeiten 1995 bis 1999*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 144, 199
- [51] XIE, J.; ELWI, A.E.; MACGREGOR, J.G.: Mechanical properties of three High-Strength Concretes containing silica fume. *ACI Materials Journal*, Title No. 92-M15, Vol. 92, No. 2, March-April 1995, pp. 135-145

Anhang A - Betoneigenschaften

A.1 Mischrezepturen, Mischreihenfolge

Tabelle A-1: Herstellung M2Q

Mischrezeptur	Menge [kg/m³]
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	832
Quarzsand H33	975
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	207
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	135
Stahlfasern WEIDACON FM 0,15/9 mm STRATEC	192
Wasser	166
Fließmittel Glenium 51 Woermann	26,5

Mischreihenfolge	Mischzeit [min]	Mischen [U/min]	Wirbler [U/min]
Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	120	1700
Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50	
Mischen	1,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	2,0	120	1700
Stahlfasern einrieseln, drehender Mischer		50	
Mischen	3,0	80	1700

Tabelle A-2: Herstellung B4Q

Mischrezeptur	Menge [kg/m³]
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	650
Basalt 2/8	597
Quarzsand H33	354
Quarzmehl MILLISIL W3 grob	131
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	325
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	177
Stahlfasern WEIDACON FM 0,15/9 mm STRATEC	194
Wasser	158
Fließmittel Glenium 51 Woermann	33,4

Mischreihenfolge	Mischzeit [min]	Mischen [U/min]	Wirbler [U/min]
Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	80	1700
Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50	
Mischen	1,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	2,0	120	1700
Stahlfasern einrieseln, drehender Mischer		50	
Mischen	3,0	80	1700

Tabelle A-3: Herstellung B4Q-AC

Mischrezeptur	Menge [kg/m³]
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	660
Basalt 2/8	606
Quarzsand H33	360
Quarzmehl MILLISIL W3 grob	133
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	330
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	180
Microdrahtfasern 0,15 x 17 mm	71
Wasser	161
Fließmittel Glenium 51 Woermann	30,4

Mischreihenfolge	Mischzeit [min]	Mischen [U/min]	Wirbler [U/min]
Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	80	1700
Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50	
Mischen	1,0	80	1400
Ecken auskratzen, dann Mischen	2,0	120	1700
Stahlfasern einrieseln, drehender Mischer		50	
Mischen	3,0	80	1700

Tabelle A-4: Herstellung B4Q-oF

Mischrezeptur	Menge [kg/m³]
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	666
Basalt 2/8	612
Quarzsand H33	363
Quarzmehl MILLISIL W3 grob	134
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	333
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	181
Wasser	162
Fließmittel Glenium 51 Woermann	22,8

Mischreihenfolge	Mischzeit [min]	Mischen [U/min]	Wirbler [U/min]
Basalt + Sand + Silikat + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1200
Ecken kontrollieren, dann Mischen	1,0	80	1400
Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50	
Mischen	1,0	80	1200
Ecken kontrollieren, dann Mischen	3,0	120	1400

A.2 Frisch- und Festbetonkennwerte

Tabelle A-5: Frisch- und Festbetonkennwerte

	Datum	Misch- raum- temp.	Frisch- beton- temp.	Ausbreitmaß a_{10}	Setzfließmaß s_{10}	Frisch- beton- dichte	28 Tage Festigkeit		
		[°C]	[°C]	[cm]	[kg/dm³]	Mörtel- prisma	Druck 10er Würfel	Zylinder	Biege- zug Mörtel- prisma
		[°C]	[°C]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
M2Q									
M2Q – V1	16.01.06	15	22	65,5	2,48	197,4	164,8		28,88
M2Q – V2	23.01.06	12	22	68,0	2,49	191,5	169,7		26,78
M2Q – V3	01.02.06	14	24	54,5	2,50	190,1	166,1		29,81
M2Q – V4	05.04.06	18	22	60,0	2,46	189,3		149,7	25,39
M2Q - 1	08.02.06	16	22	65,5	2,51	204,3	169,2		30,34
M2Q - 2	01.03.06	14	22	64,5	2,51	196,8	172,6		32,39
M2Q - 3	15.03.06	17	19	54,5	2,49	195,4	171,9		28,95
B4Q									
B4Q – V1	07.11.06	20	28	75,5	2,62	212,7	186,9		26,58
B4Q – V2	07.11.06	20	24	70,0	2,62	209,3		161,2	25,57
B4Q – 1	15.11.06	21	24	63,0	2,57	207,0	181,7		27,56
B4Q – 2	19.12.06	19	24	79,0	2,61	218,9			26,93
B4Q – 3	09.01.07	19	26	81,0	2,62	221,2			28,37
B4Q – AC									
B4Q – AC1	31.01.07	19	26	72,0	2,51	208,5			22,44
B4Q – AC2	22.02.07	20	27	77,0	2,51	212,4	199,2		22,40
B4Q – ACV1	06.02.07	19	22	75,0	2,53	196,2		169,3	23,70
B4Q – oF									
B4Q – oF1	27.03.07	20,5	26	91,0	2,47				
B4Q – oF2	27.03.07	21,5	25,5	88,5	2,47				

Anhang B - Zweiaxiale Festigkeiten

B.1 Bruchwerte M2Q

Spannungs- verhältnis σ_2/σ_1	\angle	Beton- alter [d]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1/f_c' [-]	σ_2/f_c' [-]	Anzahl Versuche [-]	v [%]
M2Q		$f_c' = 156,4 \text{ N/mm}^2$						
0,00 / 1,00	0,0°	28,1	151,02	0,00	0,97	0,00	8	6,20
		27	152,25	0,00	0,97	0,00		
		27	155,55	0,00	0,99	0,00		
		29	161,34	0,00	1,03	0,00		
		29	161,49	0,00	1,03	0,00		
		28	136,30	0,00	0,87	0,00		
		28	138,20	0,00	0,88	0,00		
		28	145,11	0,00	0,93	0,00		
		29	157,95	0,00	1,01	0,00		
0,05 / 1,00	2,9°	27,5	174,46	8,72	1,12	0,06	4	2,52
		27	168,87	8,44	1,08	0,05		
		28	171,80	8,59	1,10	0,05		
		27	177,01	8,85	1,13	0,06		
		28	180,15	9,01	1,15	0,06		
0,20 / 1,00	11,3°	28,6	185,82	37,16	1,19	0,24	7	3,28
		27	180,77	36,15	1,16	0,23		
		28	193,35	38,67	1,24	0,25		
		27	193,35	38,67	1,24	0,25		
		28	191,29	38,26	1,22	0,24		
		29	179,69	35,94	1,15	0,23		
		30	183,45	36,69	1,17	0,23		
		31	178,87	35,77	1,14	0,23		
0,40 / 1,00	21,8°	27,8	187,15	74,86	1,20	0,48	4	1,75
		27	191,39	76,56	1,22	0,49		
		28	184,23	73,69	1,18	0,47		
		27	183,71	73,48	1,17	0,47		
		29	189,28	75,71	1,21	0,48		
0,60 / 1,00	31,0°	27,8	187,72	112,63	1,20	0,72	4	2,51
		27	192,27	115,36	1,23	0,74		
		29	180,72	108,43	1,16	0,69		
		27	191,80	115,08	1,23	0,74		
		28	186,08	111,65	1,19	0,71		
0,80 / 1,00	38,7°	28,0	181,62	145,30	1,16	0,93	4	1,91
		28	176,24	140,99	1,13	0,90		
		29	183,66	146,93	1,17	0,94		
		27	181,13	144,91	1,16	0,93		
		28	185,46	148,37	1,19	0,95		

Spannungs- verhältnis σ_2/σ_1		\angle	Beton- alter [d]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1/f'_c [-]	σ_2/f'_c [-]	Anzahl Versuche [-]	v [%]
σ_2/σ_1									
1,00 / 1,00		45,0°	27,9	171,77	171,77	1,10	1,10	9	4,46
			28	169,64	169,64	1,08	1,08		
			29	181,70	181,70	1,16	1,16		
			27	181,39	181,39	1,16	1,16		
			29	170,46	170,46	1,09	1,09		
			27	161,65	161,65	1,03	1,03		
			28	158,14	158,14	1,01	1,01		
			27	174,69	174,69	1,12	1,12		
			28	170,82	170,82	1,09	1,09		
			28	177,47	177,47	1,13	1,13		
1,00 / 0,60		59,0°	27,5	107,88	179,81	0,69	1,15	4	1,60
			27	105,31	175,52	0,67	1,12		
			27	107,84	179,74	0,69	1,15		
			28	108,22	180,36	0,69	1,15		
			28	110,17	183,61	0,70	1,17		
1,00 / 0,20		78,7°	27,7	35,85	179,24	0,23	1,15	10	5,57
			27	35,25	176,24	0,23	1,13		
			27	34,99	174,95	0,22	1,12		
			27	34,41	172,06	0,22	1,10		
			28	34,54	172,68	0,22	1,10		
			28	34,84	174,18	0,22	1,11		
			29	32,99	164,95	0,21	1,05		
			29	35,21	176,03	0,23	1,13		
			27	38,84	194,18	0,25	1,24		
			27	38,76	193,81	0,25	1,24		
			28	38,66	193,30	0,25	1,24		
0,00 / 1,00		90,0°	28,8	0,00	167,14	0,00	1,07	5	4,88
			28	0,00	162,06	0,00	1,04		
			28	0,00	157,78	0,00	1,01		
			28	0,00	162,22	0,00	1,04		
			30	0,00	174,77	0,00	1,12		
			30	0,00	178,85	0,00	1,14		

B.2 Bruchwerte B4Q

Spannungs- verhältnis		Beton- alter [d]	σ_1 [N/mm²]	σ_2 [N/mm²]	σ_1 / f'_c [-]	σ_2 / f'_c [-]	Anzahl Versuche [-]	v [%]
σ_2 / σ_1	\angle							
B4Q					$f'_c = 169,83 \text{ N/mm}^2$			
0,00 / 1,00	0°	28,2	168,20	0,00	0,99	0,00	6	3,41
		28	160,26	0,00	0,94	0,00		
		28	163,45	0,00	0,96	0,00		
		28	164,64	0,00	0,97	0,00		
		28	170,88	0,00	1,01	0,00		
		28	174,69	0,00	1,03	0,00		
		29	175,26	0,00	1,03	0,00		

Spannungs- verhältnis σ_2/σ_1		Beton- alter [d]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1/f_c' [-]	σ_2/f_c' [-]	Anzahl Versuche [-]	ν [%]
0,158 / 1,00	9°	28,3	196,31	31,09	1,16	0,18	3	3,36
		28	191,24	30,29	1,13	0,18		
		28	192,06	30,42	1,13	0,18		
		29	205,62	32,57	1,21	0,19		
0,325 / 1,00	18°	28,0	202,49	65,79	1,19	0,39	3	3,52
		28	194,64	63,24	1,15	0,37		
		28	200,93	65,28	1,18	0,38		
		28	211,91	68,85	1,25	0,41		
0,510 / 1,00	27°	27,3	208,68	106,32	1,23	0,63	3	2,66
		27	205,31	104,61	1,21	0,62		
		27	204,23	104,05	1,20	0,61		
		28	216,49	110,30	1,27	0,65		
0,727 / 1,00	36°	27,0	194,23	141,11	1,14	0,83	3	2,18
		27	197,27	143,32	1,16	0,84		
		27	188,25	136,76	1,11	0,81		
		27	197,16	143,24	1,16	0,84		
1,00 / 1,00	45°	27,0	181,42	181,42	1,07	1,07	6	2,20
		27	183,56	183,56	1,08	1,08		
		27	175,10	175,10	1,03	1,03		
		27	183,71	183,71	1,08	1,08		
		27	183,14	183,14	1,08	1,08		
		27	176,86	176,86	1,04	1,04		
		27	186,13	186,13	1,10	1,10		
1,00 / 0,727	54°	27,0	142,55	196,22	0,84	1,16	3	1,97
		27	145,04	199,64	0,85	1,18		
		27	138,63	190,82	0,82	1,12		
		27	143,99	198,20	0,85	1,17		
1,00 / 0,510	63°	27,0	100,04	196,34	0,59	1,16	3	2,88
		27	99,54	195,36	0,59	1,15		
		27	96,78	189,95	0,57	1,12		
		27	103,79	203,71	0,61	1,20		
1,00 / 0,325	72°	27,7	65,26	200,86	0,38	1,18	3	2,27
		28	66,49	204,64	0,39	1,20		
		28	63,17	194,43	0,37	1,14		
		27	66,12	203,51	0,39	1,20		
1,00 / 0,158	81°	28,0	30,04	189,64	0,18	1,12	3	2,92
		28	30,63	193,40	0,18	1,14		
		28	28,80	181,80	0,17	1,07		
		28	30,68	193,71	0,18	1,14		
0,00 / 1,00	90°	28,7	0,00	173,08	0,00	1,02	6	2,51
		28	0,00	170,52	0,00	1,00		
		29	0,00	167,84	0,00	0,99		
		29	0,00	173,25	0,00	1,02		
		29	0,00	169,38	0,00	1,00		
		28	0,00	177,99	0,00	1,05		
		29	0,00	179,54	0,00	1,06		

B.3 Bruchwerte B4Q-AC

Spannungs- verhältnis σ_2/σ_1		Beton- alter [d]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1/f_c' [-]	σ_2/f_c' [-]	Anzahl Versuche [-]	ν [%]
B4Q-AC $f_c' = 179,89 \text{ N/mm}^2$								
0,00 / 1,00	0°	27,5	179,50	0,00	1,00	0,00	6	1,35
		28	180,26	0,00	1,00	0,00		
		28	180,88	0,00	1,01	0,00		
		28	182,42	0,00	1,01	0,00		
		27	180,62	0,00	1,00	0,00		
		27	175,05	0,00	0,97	0,00		
		27	177,78	0,00	0,99	0,00		
0,268 / 1,00	15°	28,0	204,73	54,86	1,14	0,30	3	0,78
		28	202,47	54,25	1,13	0,30		
		28	205,77	55,14	1,14	0,31		
		28	205,93	55,18	1,14	0,31		
0,577 / 1,00	30°	27,7	204,78	118,23	1,14	0,66	3	2,74
		27	197,22	113,86	1,10	0,63		
		28	210,67	121,63	1,17	0,68		
		28	206,44	119,19	1,15	0,66		
1,00 / 1,00	45°	27,3	177,79	177,79	0,99	0,99	6	2,44
		27	179,85	179,85	1,00	1,00		
		27	177,68	177,68	0,99	0,99		
		27	183,76	183,76	1,02	1,02		
		28	178,45	178,45	0,99	0,99		
		28	169,28	169,28	0,94	0,94		
		27	177,73	177,73	0,99	0,99		
1,00 / 0,577	60°	27,3	116,83	202,35	0,65	1,12	3	0,87
		27	117,70	203,87	0,65	1,13		
		27	117,37	203,30	0,65	1,13		
		28	115,41	199,90	0,64	1,11		
1,00 / 0,268	75°	28,3	54,22	202,34	0,30	1,12	3	0,93
		28	53,59	200,00	0,30	1,11		
		28	54,82	204,59	0,30	1,14		
		29	54,24	202,42	0,30	1,13		
0,00 / 1,00	90°	28	0,00	180,65	0,00	1,00	6	2,38
		29	0,00	180,82	0,00	1,01		
		29	0,00	176,91	0,00	0,98		
		29	0,00	185,21	0,00	1,03		
		27	0,00	186,24	0,00	1,04		
		27	0,00	180,82	0,00	1,01		
		27	0,00	173,92	0,00	0,97		

Anhang C - Dehnungen

C.1 Analytische Beschreibung mit dem Modell nach SARGIN/OTTOSEN/TSAL, WU

In den folgenden Bildern werden die Versuchswerte aus je drei bis zehn Einzelversuchen den Rechenwerten gegenüber gestellt. Für die Berechnung der Bruchwerte wird das Modell nach TSAI/WU [49] verwendet. Die Dehnungsverläufe werden mit dem Ansatz beschrieben, der auf Grundlagen von SARGIN [43] und OTTOSEN [35] beruht.

C.1.1 M2Q

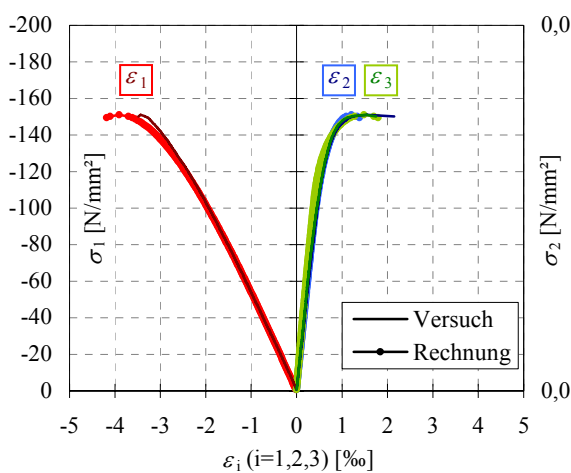


Bild C-1: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0) = 1,000$

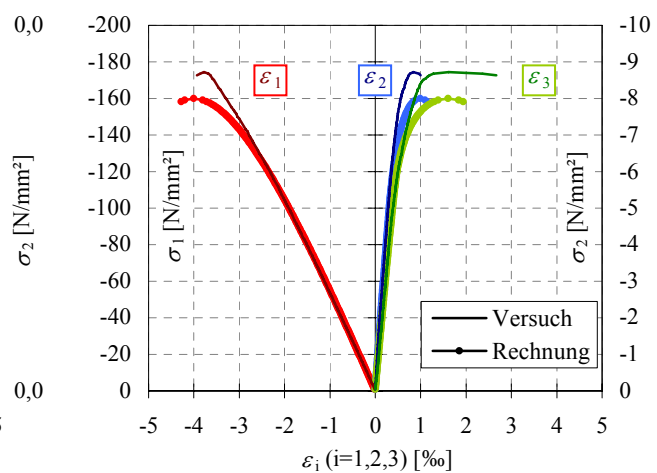


Bild C-2: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0,05) \approx 0,952$

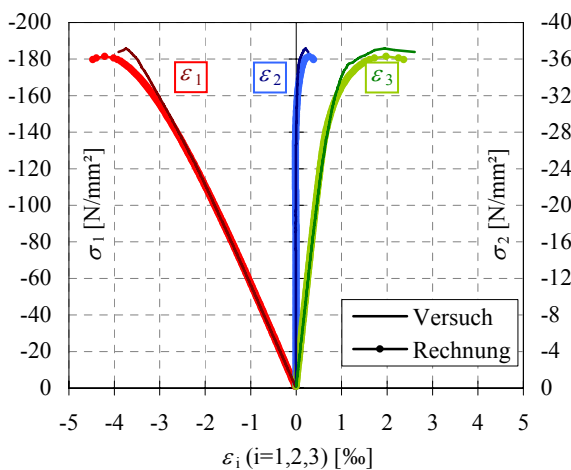


Bild C-3: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0,2) \approx 0,833$

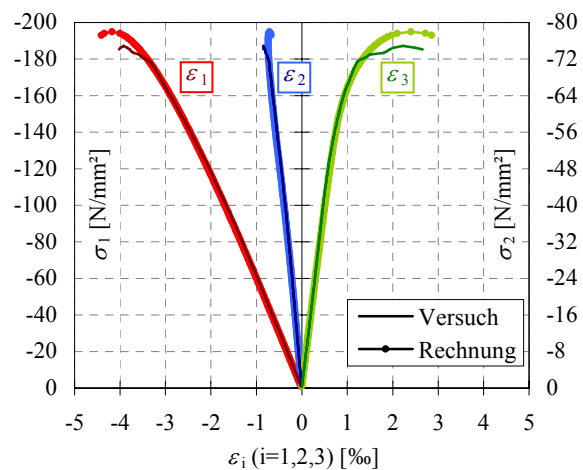
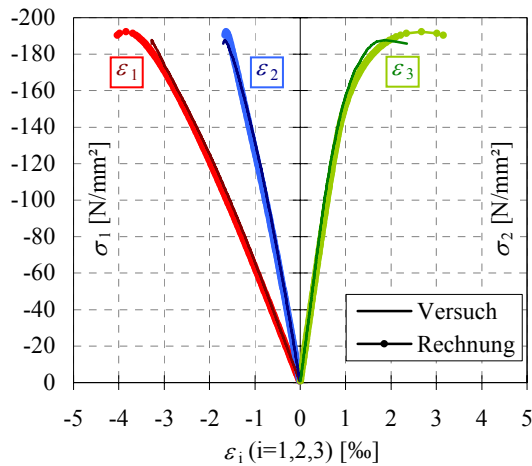
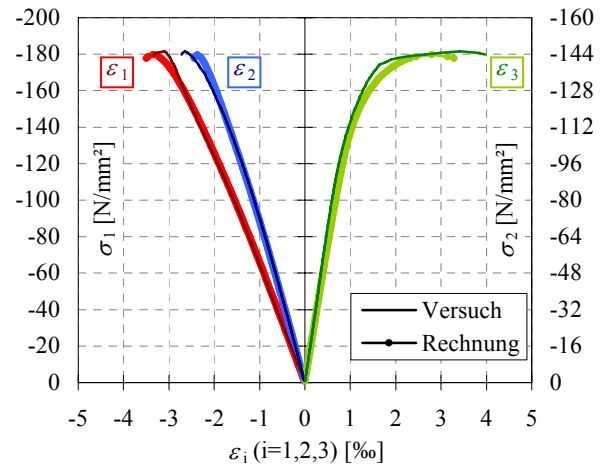
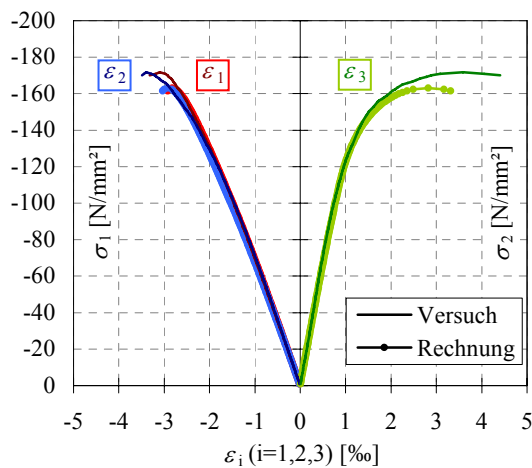
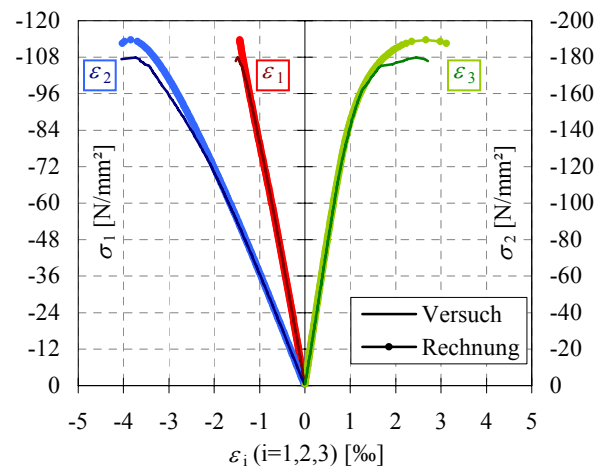
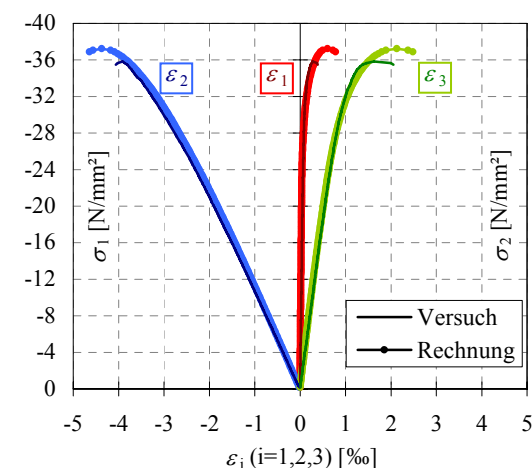
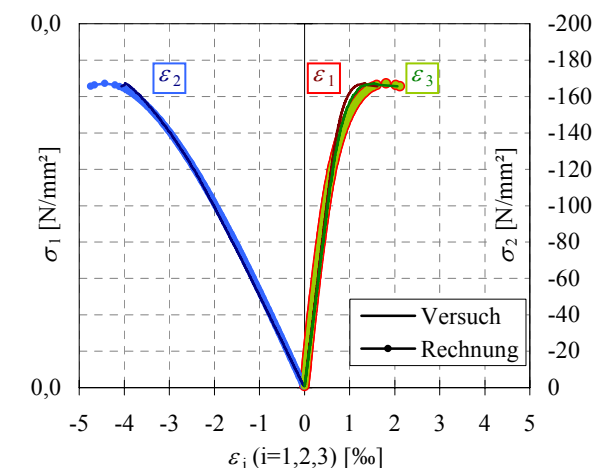


Bild C-4: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0,4) \approx 0,714$

Bild C-5: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0,6) = 0,625$ Bild C-6: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+0,8) \approx 0,556$ Bild C-7: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 1/(1+1) = 0,500$ Bild C-8: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 0,6/(0,6+1) = 0,375$ Bild C-9: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 0,2/(0,2+1) \approx 0,167$ Bild C-10: $\sigma_1/(\sigma_1+\sigma_2) = 0/(0+1) = 0,000$